

INGENJÖRSVETENSKAPSAKADEMIEN
ROYAL SWEDISH ACADEMY OF ENGINEERING SCIENCES

PÅLKOMMISSIONEN

Commission on Pile Research

rapport 86

FRIKTIONSPÅLARS BÄRFÖRMÅGA OCH LAST/FÖRSKJUTNINGSSAMBAND —

**En jämförelse mellan olika beräkningsmetoder
och statisk och dynamisk provbelastning**

Karin Rankka

Pris: 200:-

Linköping 1991

ISSN 0347-1047

ISRN IVA/PAL/R--91/86--SE

SAMMANFATTNING

Denna rapport beskriver undersökningar utförda i samband med grundläggningsarbeten inom kvarteret Ön i Jönköping, där under 1990-1991 kontorsbyggnader uppförs av NCC Bygg AB.

Resultat redovisas från såväl statisk som dynamisk provbelastning av ett antal friktionspål-
lar av betong, slagna i sand till knappt 20 meters djup. De uppmätta resultaten jämförs också
med beräkningar av pålarnas bärförmåga och de förväntade last/förskjutningskurvorna.

Beräkningar har utförts med ett stort antal olika modeller, vilka också jämförs inbördes.
Inom området har vidare en stor mängd geotekniska undersökningar utförts, vars resultat
redovisas i rapporten — trycksondering, CPT-sondering, hejarsondering, provtagning,
dilatometerförsök m fl.

Förord

Föreliggande rapport är resultatet av ett forskningsprojekt utfört vid institutionen för geoteknik med grundläggning, Chalmers Tekniska Högskola, på initiativ av NCC Bygg AB. Projektet har finansierats med anslag från Sveriges Byggentreprenörers Utvecklingsfond, Byggforskningsrådet, IVA:s Pålskommission, NCC Bygg AB och Hercules Grundläggning AB.

Handledare har varit Tekn Dr Leif Jendeby och examinator Professor Göran Sällfors.

Göteborg 1991 02 13

Karin Rankka

Innehållsförteckning

FÖRORD	3
SAMMANFATTNING	9
1. INLEDNING	13
2. BETECKNINGAR OCH DEFINITIONER	15
3. GEOTEKNISKA FÖRHÅLLANDEN	16
3.1 Viktsondering	
3.2 Trycksondering	
3.3 Hejarsondering	
3.4 Jordens kornstorleksfördelning	
3.5 Grundvattenobservationer	
3.6 Dilatometerförsök	
3.7 Kombinerad spets-, friktions- och portrycks- sondering	
3.8 Jämförelse mellan de olika undersökningsme- toderna	
4. DYNAMISK PROVBELASTNING	22
5. STATISK PROVBELASTNING	24
5.1 Provb belastningsmetod	
5.2 Belastnings- och mothållsanordning	
5.3 Bestämning av brott- och kryplast	
5.4 Resultat	
5.4.1 Påle 23	
5.4.2 Påle 25	
5.4.3 Påle 26	

6.	BESKRIVNING AV METODER FÖR BERÄKNING AV EN PÅLES BÄRFÖRMÅGA	34
6.1	Metoder baserade på resultat från spets- trycksondering	
6.1.1	Schmertmanns metod	
6.1.2	Begemanns metod	
6.1.3	Bustamantes & Giancesellis metod	
6.2	Metod baserad på resultat från SPT-sondering	
6.3	Metoder baserade på jordens hållfasthets- parametrar	
6.3.1	Poulos metod	
6.3.2	Meyerhofs metod	
6.3.3	Beräkning enligt Handboken Bygg	
7.	RESULTAT FRÅN BERÄKNING AV TRE PÅLARS BÄRFÖRMÅGA	43
7.1	Schmertmanns metod	
7.2	Begemanns metod	
7.3	Bustamantes & Giancesellis metod	
7.4	Beräkning baserad på resultat från hejar- sondering	
7.5	Poulos metod	
7.6	Meyerhofs metod	
7.7	Beräkning enligt Handboken Bygg	
8.	JÄMFÖRELSE MELLAN BERÄKNAD BÄRFÖRMÅGA OCH RESULTAT FRÅN STATISK OCH DYNAMISK PROVBELASTNING	50
8.1	Dynamisk provbelastning	
8.2	Beräknad bärförmåga	
9.	BESKRIVNING AV METODER FÖR BERÄKNING AV EN PÅLES LAST/FÖRSKJUTNINGSSAMBAND	56
9.1	Beräkning enligt Sellgren	
9.2	Poulos metod	
9.3	Cassans metod	
9.4	Datorprogrammet PIGLET	
9.5	Datorprogrammet PILESET	
9.6	Hyperbel med initiallutning och brottvärde enligt Poulos	

10	RESULTAT FRÅN BERÄKNING AV TRE PÅLARS LAST/FÖRSKJUT- NINGSSAMBAND	69
10.1	Beräkning enligt Sellgren	
10.2	Poulos metod	
10.3	Cassans metod	
10.4	Datorprogrammet PIGLET	
10.5	Datorprogrammet PILESET	
10.6	Hyberbel med initiallutning och brottvärde enligt Poulos	
11	JÄMFÖRELSE MELLAN BERÄKNAD OCH UPPMÄTT LAST/FÖRSKJUT- NINGSSAMBAND	76
11.1	Påle 23	
11.2	Påle 25	
11.3	Påle 26	
12	STUDIE AV FÖRDELNING MELLAN MANTEL- OCH SPETSLAST	81
13	REFERENSER	83
14	BILAGOR	
1.	Viktsonderingsdiagram	
2.	Trycksonderingsdiagram	
3.	Hejarsonderingsdiagram (HfA)	
4.	Resultat från statisk-dynamisk sondering	
5.	Resultat från dilatometerförsök	
6.	Resultat från kombinerad spets-, friktions- och portryckssondering	
7.	Resultat från stötvågsmätning	

Sammanfattning

Föreliggande rapport behandlar bärförmåga och last/förskjutningssamband för slagna friktionspålar. De pålar som studerats ingick i en omfattande provpålning inom kvarteret Ön i Jönköping under våren 1990. Pålarna bestod av förtillverkade, skarvade betongpålar med en total längd varierande mellan 16 och 21 meter och med en tvärsnittsarea av $235 \times 235 \text{ mm}^2$ eller $275 \times 275 \text{ mm}^2$. Undergrunden utgjordes huvudsakligen av sand och siltig sand till djup större än 100 m.

Studien omfattar dynamisk provbelastning av ett 30-tal pålar, statisk provbelastning av tre pålar samt en jämförelse av resultaten från olika beräkningsmetoder för att bestämma pålarnas bärförmåga och last/förskjutningskurva.

Dynamisk provbelastning

En dynamisk provbelastning utfördes vid såväl drivning av pålarna som vid efterslagning. Efterslagning utfördes dels efter ca 1 vecka, dels efter ca 4 mån. Under våren och sommaren 1990 genomfördes dessutom en analys enligt CASE- och CAPWAP-metod på bland annat de inom projektet studerade pålarna. Bärförmågan för dessa pålar låg mellan 1000 och 2000 kN. CASE- och CAPWAP-analyserna gav i stort sett samma bärförmåga med högst 10% avvikelse. Resultaten visar också efter slagning att bärförmågan ökar med tiden. En ökning med omkring 30% konstaterades.

Statisk provbelastning

En statisk provbelastning av tre av pålarna genomfördes i augusti och september 1990. Provbekastning utfördes genom stegvis pålastning med steg om 100 kN upp till brottlasten. Brottlasten för två av de tre pålarna utvärderades till 1720 kN resp 1400 kN. För en av pålarna kunde ingen brott-

last utvärderas eftersom böjbrott uppstod i pålen innan brottlasten uppnåts. Bärförmågan för denna påle bedöms dock vara minst 1650 kN.

De från försöken erhållna last/deformationskurvorna visar att för laster upp till 80% av brottlasten var alla pålarna styvare än den elastiska deformation de skulle fått om de belastats som en pelare med förhindrad sidutböjning. Den totala deformationen för de bägge pålarna vid brott var 51 mm resp 44 mm.

Kryplasterna uppgick till ca 85% av brottlasterna.

Beräkning av bärförmåga

Beräkning av pålarnas bärförmåga är utförd enligt sju olika metoder. Tre av dessa bygger på resultat från CPT-sondering, en på hejarsonderingsresultat, och tre på jordens hållfasthetsegenskaper. De olika metoderna gav mycket stor spridning i resultaten (variation över 500%). Bäst överensstämmelse med den statiska provbelastningen erhöles med två metoder, vilka bägge baseras på CPT-resultat (Schmertmann och Bustamante & Gianceselli). Sämst överensstämmelse erhöles med Meyerhofs metod, och med beräkning enligt Handboken Bygg, vilka båda baseras på jordens hållfasthetsegenskaper. De använda hållfasthetsegenskaperna utvärderades från två dilatometerförsök.

Beräkning av last/förskjutningskurva

Sex olika sätt att beräkna pålarnas last/förskjutningssamband har studerats. Alla metoderna kräver att pålens brottlast är känd. Bäst överensstämmelse med provbelastningsresultaten gav beräkningar enligt Cassan, Poulos och Randolph (datorprogrammet Piglet). Dessa gav last/förskjutningssamband som var mycket lika provbelastningsresultaten för laster upp till ca 800 kN, vilket motsvarar en last på 200 kN över beräknad brukslast.

Fördelning mellan mantel- och spetslast

Enligt resultat från CAPWAP-analyserna bärs pålarnas last till största delen av manteln. Spetslasten utgör mindre än 10% av den totala lasten. Enligt de två beräkningsmetoder som överensstämde bäst med den statiska provbelastningen, utgörs dock mellan 15 och 40% av den totala lasten av spetslast.

1. Inledning

Bärförmågan för pålar kan bestämmas dels genom statisk och dynamisk provbelastning i fält, dels genom olika beräkningsmetoder. Beräkningsmetoderna kan bygga på resultat från sondering eller på jordens hållfasthetsegenskaper. Syftet med detta projekt har varit att jämföra friktionspålars bärförmåga bestämd genom de ovan nämnda metoderna. Projektet möjliggjordes i och med att NCC Fastigheter skulle låta uppföra ett antal kontorsbyggnader i Jönköping. Byggnaderna skulle friktionspålars med hjälp av ca 700 pålar. En omfattande provpålning var bestämd i syfte att ge underlag för bestämning av stoppslagkriterier för pålarna. Totalt skulle 30 pålar testas. Detta innebar mycket goda förutsättningar för ytterligare studier av pålarnas bärförmåga.

Den aktuella tomten om ca 12000 m² ligger inom kvarteret Ön ca 10 meter från Munksjöns östra strand, se figur 1. Undergrunden utgörs huvudsakligen av sand och siltig sand ner till stort djup (enligt brunnsprotokoll mer än 100 m). Över sanden återfinns ett tunnare lager torv samt fyllnadsmassor.



Fig. 1. Kvarteret Ön, Jönköping.

Kontorsbyggnaderna omfattar en total byggnadsyta om ca 4000 m² och de kommer att få 2-9 våningars höjd. Byggnaderna skall dessutom utföras med källare.

Med hänsyn till fyllningens varierande sammansättning, förekomst av torv, och en högt belägen grundvattenyta, samt med hänsyn till att mycket stora lokala laster förekommer, bestämdes att byggnaderna skulle grundläggas på friktionspålar av betong.

Det bestämdes att inom detta projekt utföra statisk provbelastning på 3 av de 33 pålar som ingick i provpålningen. Dessutom skulle de geotekniska undersökningarna kompletteras för att ge ett bredare underlag för beräkningar av bärförmågan enligt olika metoder.

2. Beteckningar och definitioner

A_p	= påles tvärsnittsarea [m^2]
A_s	= påles mantelarea [m^2]
d_{cr}	= kritiskt djup [m]
D_p	= påles diameter [m]
E_p	= påles elasticitetsmodul [Pa]
E_{pr}	= jords elasticitetsmodul bestämd med pressometer [Pa]
E_s	= jords elasticitetsmodul [Pa]
f_s	= mantelfriktion [Pa]
G_s	= jords skjuvmodul [Pa]
K_s	= jordtryckskoefficient betecknande förhållandet mellan effektiva horisontaltrycket mot en påle och effektiva vertikaltrycket i jorden
l_p	= pållängd [m]
N_q	= bärighetsfaktor
P	= last [N]
P_B	= brottlast [N]
P_f	= bärförmåga [N]
P_{pf}	= spetsbärförmåga [N]
P_{sf}	= mantelbärförmåga [N]
p_{pf}	= maximalt spetsmotstånd hos en påle [Pa]
q_c	= spetsmotstånd vid sondering [Pa]
s	= sättning [m]
W	= påles tyngd [N]
δ	= friktionsvinkel mellan påle och jord [$^\circ$]
Θ	= påles omkrets [m]
ϕ'	= friktionsvinkel i jord [$^\circ$]
ν_s	= Poissons tal i jord
σ'_0	= effektivspänning i jord [Pa]
$\sigma'_0(l_p)$	= effektivspänning vid pålspets i jord [Pa]
τ	= Skjuvspänning i jord [Pa]

3. Geotekniska förhållanden

Markytan för den aktuella tomten ligger 0,5-2 meter över Munksjöns medelvattennivå (+ 88,6). Undergrunden utgörs huvudsakligen av sand till stort djup, omkring 100 meter. Grundvattenytan står i stort sett på samma nivå som Munksjöns vattenyta till följd av närheten till sjön och jordens stora vattengenomsläpplighet.

Utförda provtagningar visar att grunden överst består av ett fyllningslager varierande mellan 0,1 och 2,8 meter. Under fyllningen finns ställvis ett tunnt skikt med torv. Därefter följer ensgraderad sand med inslag av siltig sand och grusig sand.

Sonderingarna visar att sanden är relativt löst lagrad de översta 10-15 metrarna, och därunder medelfast med inslag av fast lagring.

Nedan följer en beskrivning av de resultat som erhållits från utförda geotekniska undersökningar. De från sonderingarna utvärderade fastheterna hos jorden är gjorda enligt Handboken Bygg.

3.1 Viktsondering

Viktsondering är utförd i åtta punkter placerade enligt figur 2a (Punkt G1-G8). Resultaten visar att undergrunden överst består av ett fyllnadslager (0,5-2,5 m tjockt) vilket underlagras av löst lagrad sand till 7-11 meters djup. Därunder är sanden medelfast till fast lagrad. Sonderingen är utförd ner till maximalt 13 meters djup (borrhål G5 och G8). Viktsonderingsdiagrammen redovisas i bilaga 1.

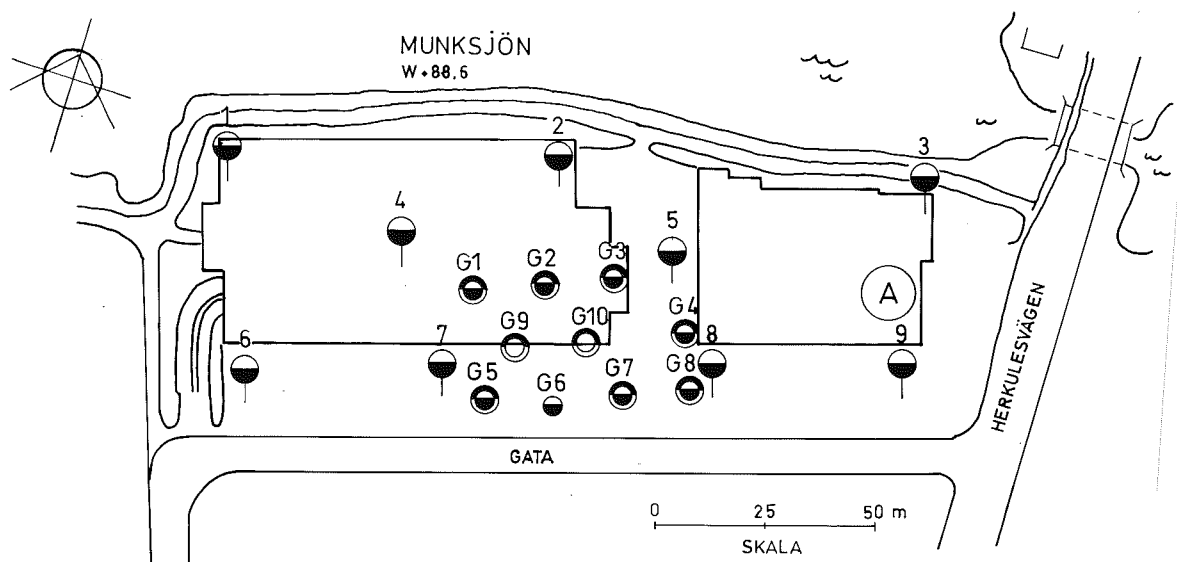


Fig. 2a. Borrplan över kvarteret Ön.

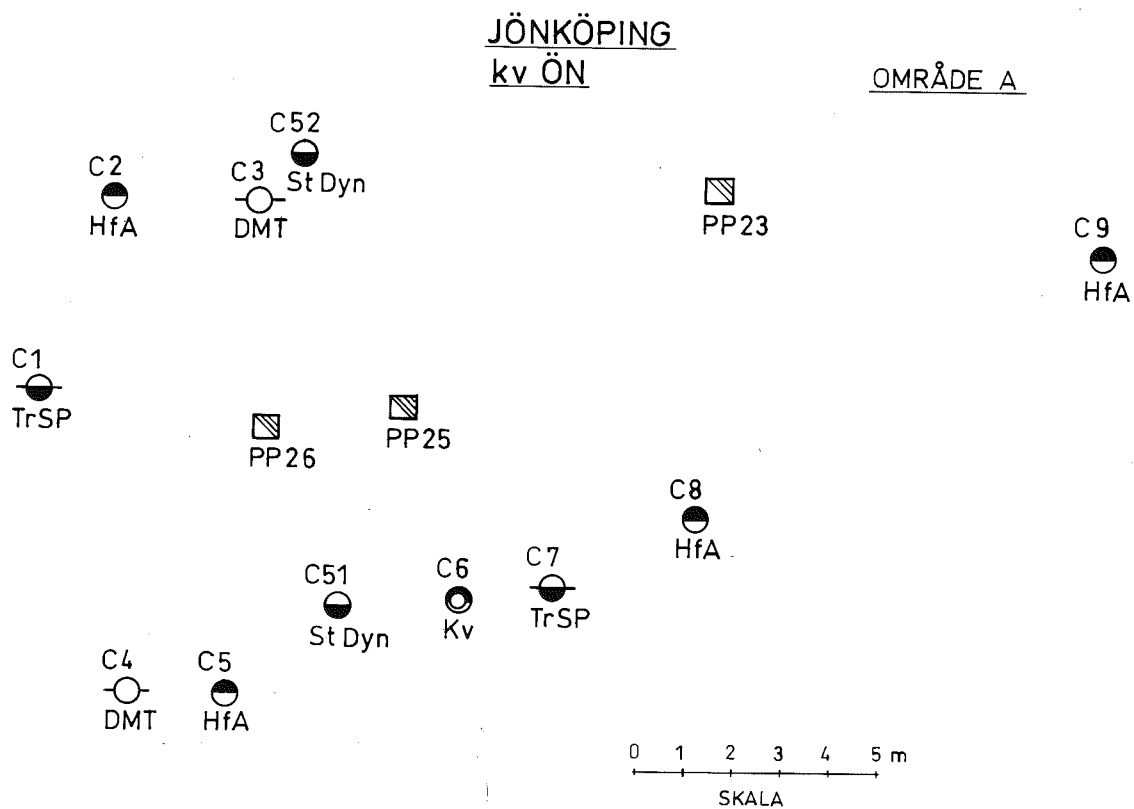


Fig. 2b. Borrplan över område A, kring pålarna 23, 25 och 26.

3.2 Trycksondering

Trycksondering (enligt norsk standard) har utförts i 9 punkter enligt figur 2a (Punkt 1-9). Sondstängen kunde ej tryckas ner till djup större än mellan 27 och 41 meter. Resultaten visar att ett fyllnadslager finns ner till 2-3 meter under markytan. Därunder består jorden av sand med varierande fasthet. Trycksonderingsdiagrammen återfinns i bilaga 2.

3.3 Hejarsondering

Hejarsondering är utförd dels enligt vanlig HfA-metod, dels som statisk-dynamisk sondering. Den sistnämnda metoden innebär att man först driver sondstängerna till ett bestämt djup genom normalt hejarsonderingsförfarande, varefter stängerna belastas med en gradvis ökande statisk last samtidigt som last/förskjutningssambandet registreras.

Hejarsondering enligt HfA-metoden är utförd i två punkter enligt figur 2b. Resultaten visar på ett fyllnadslager ner till 1-2 meters djup och därunder löst lagrad sand till 8 meters djup. Ett skikt med fast lagrad sand återfinns därunder med en mäktighet av ca 5 meter. Därunder är sanden medelfast lagrad. Sonderingsdiagrammen finns i bilaga 3.

Resultaten från den statisk-dynamiska sonderingen finns i bilaga 4. De erhållna brottlasterna ligger omkring 4 MPa ner till 7 meters djup. I det fastare skiktet mellan 8 och 12 meters djup ökar brottlasterna till mellan 7 och 20 MPa. Därunder sjunker brottlasterna till mellan 3 och 5 MPa.

3.4 Jordens kornstorleksfördelning

Störda jordprover togs upp med kolvborr typ StII i en punkt (se figur 2b) ned till 18 meters djup. Siktkurvor på

det upptagna materialet visar på ensgraderad sand med något enstaka inslag av grusig sand och siltig sand, se figur 3. Skrymdensiteten för material upptaget på 6 nivåer mellan 6 och 18 meters djup uppskattades till $\rho = 2,1 \text{ t/m}^3$ och naturliga vattenkvoten till $w_n = 20\%$. Dessa värden är emellertid högst osäkra då ostörd provtagning i friktionsjord är omöjlig.

3.5 Grundvattenobservationer

Grundvattenobservationer i öppna rör visar att grundvattennivån sammanfaller med Munksjöns vattennivå (+ 88.6) vilket motsvarar 0,5-2 m under markytan.

3.6 Dilatometerförsök

Dilatometerförsök har utförts i två punkter, se figur 2b, ned till 15-16 meters djup. Tolkningar av resultaten har gjorts enligt modell Swedill (1989). Resultaten visar på ett lager med organisk jord på ca 3 meters djup och därunder sand eller siltig sand som är medelfast till fast lagrad. Friktionsvinkeln har tolkats till mellan 30° och 32° . Kompressionsmodulen är omkring 20 MPa omedelbart under det organiska skiktet och ökar därunder till moduler varierande mellan 30 och 80 MPa. Resultaten redovisas i bilaga 5.

3.7 Kombinerad spets-, friktions- och portryckssondering

Kombinerad spets-, friktions- och portryckssondering, här benämnd CPT, utfördes i två punkter ned till ca 17 meters djup, se figur 2b. Från resultaten kan man utläsa att ett fastare skikt finns mellan 7 och 10 meters djup, och att ett lösare skikt finns mellan 12 och 15 meters djup. Spetsmotståndet (q_c) för borrhål nr C1 är ned till 6-7 meters djup mellan 3 och 10 MPa, i det fastare skiktet (7-10 m under markytan) mellan 12 och 22 MPa och därunder mellan 8

och 12 MPa. Genomgående lägre värden på spetsmotståndet erhöles i borrhål nr C2. Där var q_c omkring 2 MPa ned till 5 meters djup, mellan 8 och 12 MPa i det fastare skiktet (6-10 m under markytan) och därunder omkring 4-12 MPa. Portrycksmätningen visade på en grundvattenyta ca 1 m under markytan och indikerar inte på några tätare skikt (inga lokala portryckminskningar registrerades). Resultaten återfinns i bilaga 6.

3.8 Jämförelse mellan de olika undersökningsmetoderna

En jämförelse mellan jordartsbenämning erhållen från provtagning och de tolkningar som gjorts på basis av dilatometerförsök visas i tabell 1. Dilatometerförsöket visar genomgående på en mer siltig sand än vad siktkurvorna gör. De olika sonderingsmetoderna ger i stort liktydiga resultat. Alla visar på ett fastare skikt, fyllnadslager, från markytan och 2-3 meter ner. Alla, förutom trycksonderingen, indikerar även ett fastare skikt mellan 8 och 12 meter under markytan. Detta framgår även av dilatometerresultaten.

Tabell 1. Jämförelse mellan jordartsbenämning erhållen från siktanalys och de tolkningar som gjorts på basis av dilatometerförsök.

Djup (m)	Jordart enligt DMT (hål 4)	Jordart enligt sikt- analys
1	-	Sand
2	-	Sand
4	Siltig sand	Sand
5	Lerig silt	Sand
6	Siltig sand	Sand
7	Siltig sand	Sand
8	Siltig sand	Sand
9	Sand	Sand
11	Siltig sand	Grusig sand
13	Sand	Sand
14	Siltig sand	Sand
15	Sand	Sand
16	-	Grusig sand
17	-	Grusig sand
18	-	Siltig sand

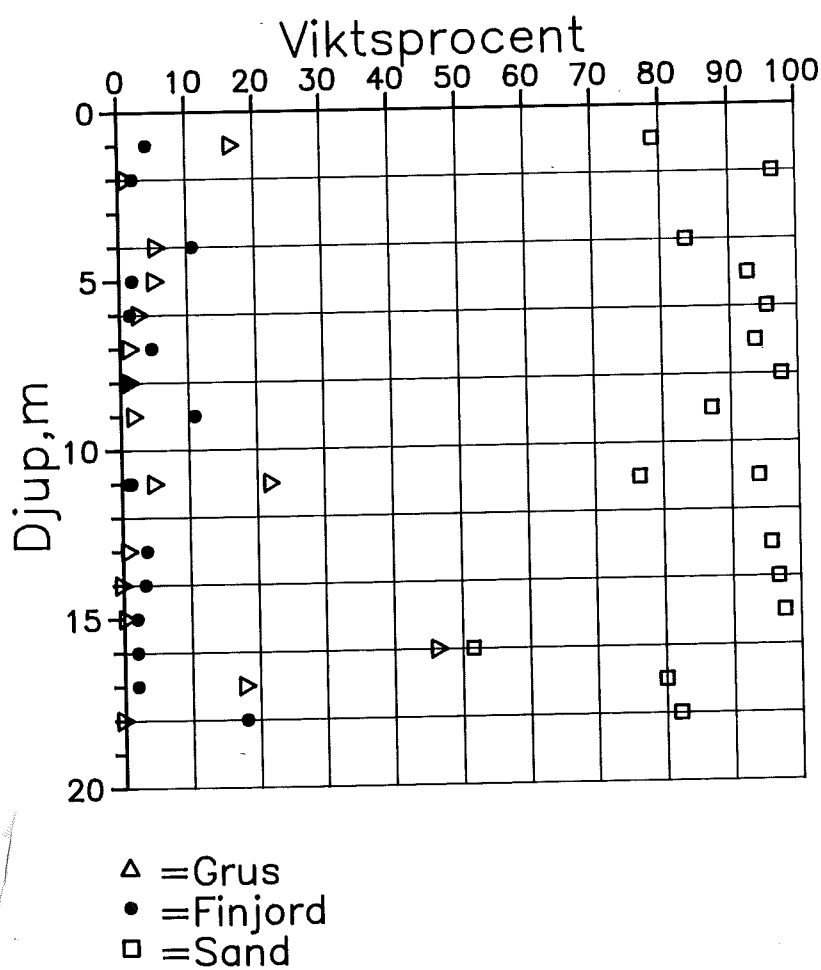
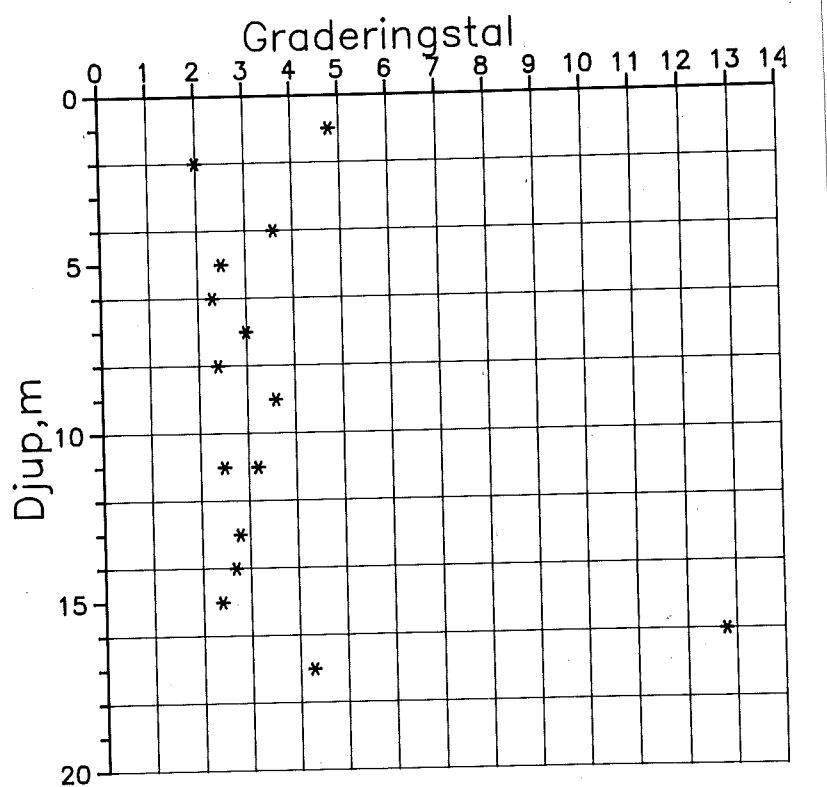


Fig. 3. Resultat från siktanalyser.

4. Dynamisk provbelastning

Provpålningen, som omfattade totalt 33 pålar placerade inom 3 grupper, genomfördes i februari 1990. Två påldimensioner, $235 \times 235 \text{ mm}^2$ samt $270 \times 270 \text{ mm}^2$, användes. Pålarna slogs med en 4 ton frifallshejare med en fallhöjd av 40 cm. För varje påle upprättades ett slag/sjunkningsdiagram med hjälp av s k PDD (Pile Driving Documentation, en automatisk slag/sjunkningsräknare). På 12 av pålarna gjordes dessutom efterslagning med stötvågsmätning. Pålarnas bärförmåga och last/deformationssamband utvärderades därefter enligt CASE- och CAPWAP-metoden. Jc-faktorn utvärderades i CAPWAP-analysen till värdet 0.8.

Detta projekt koncentreras på provpålningssområde III, se figur 4. I detta område slogs 11 provpålar och på samtliga utfördes en stötvågsmätning med utvärdering enligt CASE-metoden. Stötvågsmätningar utfördes vid olika tidpunkter vid slagningen i avsikt att erhålla erforderlig längd för olika tillåtna laster. På 4 av pålarna utfördes dessutom efterslagning med stötvågsmätning. Från dessa mätningar utvärderades pålarnas brottlaster både enligt CASE- och CAPWAP-metoderna. Resultaten från provpålningen redovisas i tabell 2. Bärförmågan för pålarna varierar mellan 1000 och 2500 kN. En tillväxt med tiden av bärförmågan med omkring 30% kan noteras. De ur CASE utvärderade brottlasterna visade sig vara i stort sett lika stora som de ur CAPWAP-analysen erhållna.

I bilaga 7 redovisas PDD- och stötvågskurvor för pålarna 23, 25 och 26.

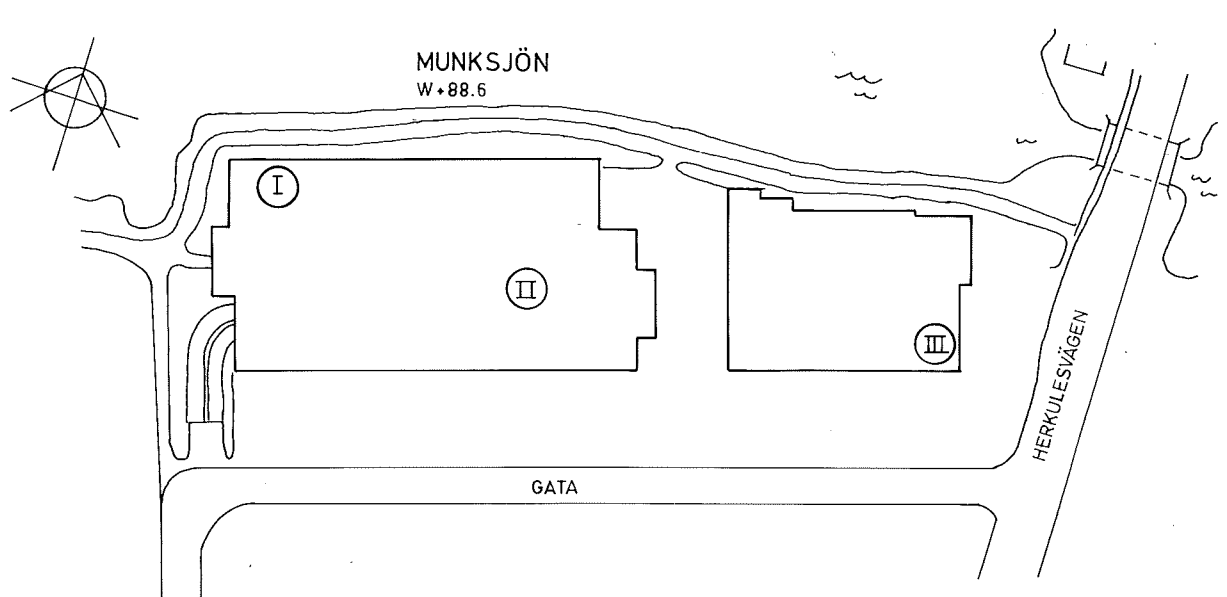


Fig. 4. Provpålningsområdenas placering inom kvarteret Ön.

Tabell 2. Brottlast för provpålarna i grupp 3.

Påle nr	Brottlast (kN) efter						
	0 dygn CASE	CAPWAP	1 vecka CASE	CAPWAP	4 månader CASE	CAPWAP	8 månad CASE
23	1120/2290*	1071	2030	2116	1420	1579	1360
24	1240				1540		
25	1180				1970	2101	
26			1130	1196	1670		
27					1690		
28	1650		2470	2534	2380		
29	1720		2660	2539	1920		
30					2080		
31	1520		2190		1900		
32	1790		2490		1950		
33	1590				2270		

* 24 h efter slagning

5. Statisk provbelastning

En statisk provbelastning utfördes på tre pålar under augusti och september 1990. Provb belastningen utfördes av personal från Statens Geotekniska Institut. De tre pålarna som provbelastades var nr 23, 25 och 26 inom provpålningsområde 3. För pålarna gäller följande data;

Påle nr	Tvärmått (mm x mm)	Längd under my (m)	Avsedd maximal brukslast (kN)
23	235x235	16.8	600
25	235x235	17.8	600
26	275x275	16.2	600

5.1 Provb belastningsmetod

Provb belastningen genomfördes som ett ML-test (Maintained Load), dvs genom stegvis pålastning med steg om 100 kN upp till brottlasten. Detta innebar 15-20 laststeg för de aktuella pålarna. Avläsning av deformationen gjordes för varje laststeg efter 1, 2, 4, 8 och 16 minuter.

Deformationsmätningen av pålarna utfördes genom att två på pålen monterade mätklockor registrerade deformationen relativt en mätbalk, se figur 5. Medelvärdet av dessa avläsningar användes. Även stagens deformation mättes på liknande sätt.

På påle nr 26 genomfördes även en stegvis avlastning. Efter uppnådd brottlast minskades domkraftens manometertryck så att lasten snabbt sjönk. Då lasten sjunkit till 75, 50, 25, 10 och 5% av maximalt ansatt last, gjordes uppehåll i avlastningen ca 2 minuter för avläsning av deformationen. När lasten sjunkit till noll mättes uppfjädringen omedelbart, samt efter 5, 15, och 30 minuter.

5.2 Belastnings- och mothållsanordning

Som belastningsanordning användes en hydraulisk domkraft. Den på pålen verkande lasten kunde avläsas dels via en manometer vilken registrerade oljetrycket i domkraften, dels via en kraftgivare på pålen.

Balksystemet för mothållsanordningen utgjordes av en primärbalk och två sekundärbalkar, se figur 5. Som mothåll användes för vardera belastningsförsöket fyra stycken expanderkroppar av typ Soilex ($\phi = 0,8$ m, $l = 2,3$ m). Expanderkropparna placerades med sin spets på 8,5 meters djup och med c/c = 2,4 meter (se figur 6). Som stag användes GWS-stag ($\phi = 32$ mm).

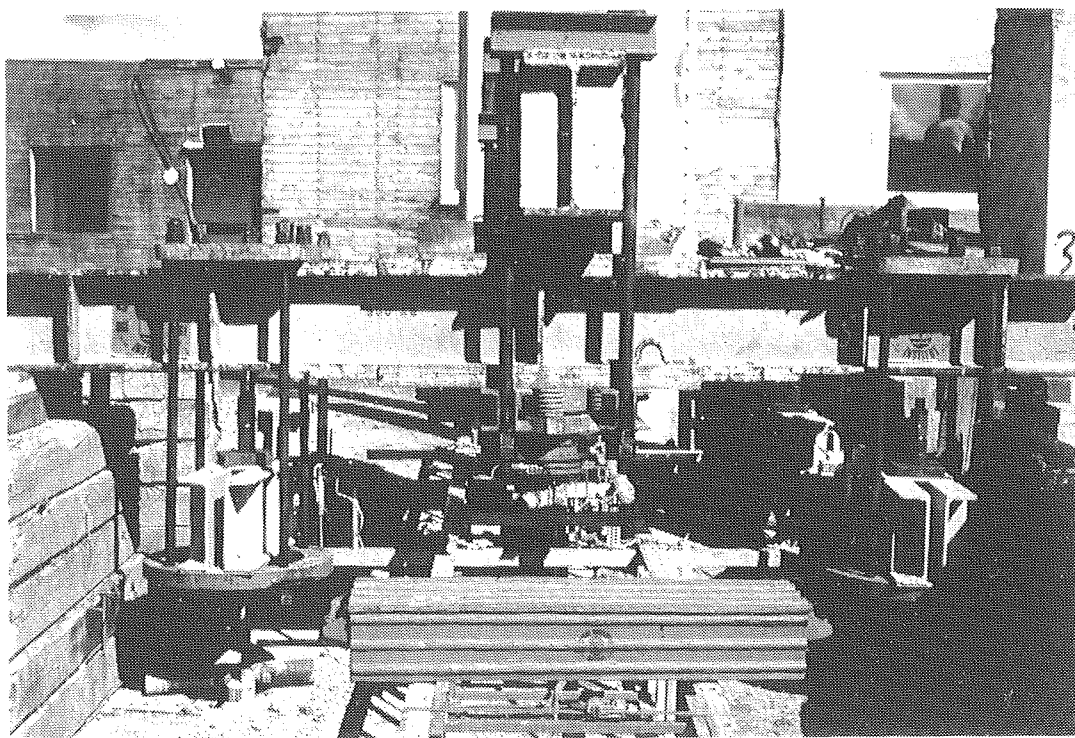


Fig. 5. Belastnings- och mothållsanordning vid den statiska provbelastningen.

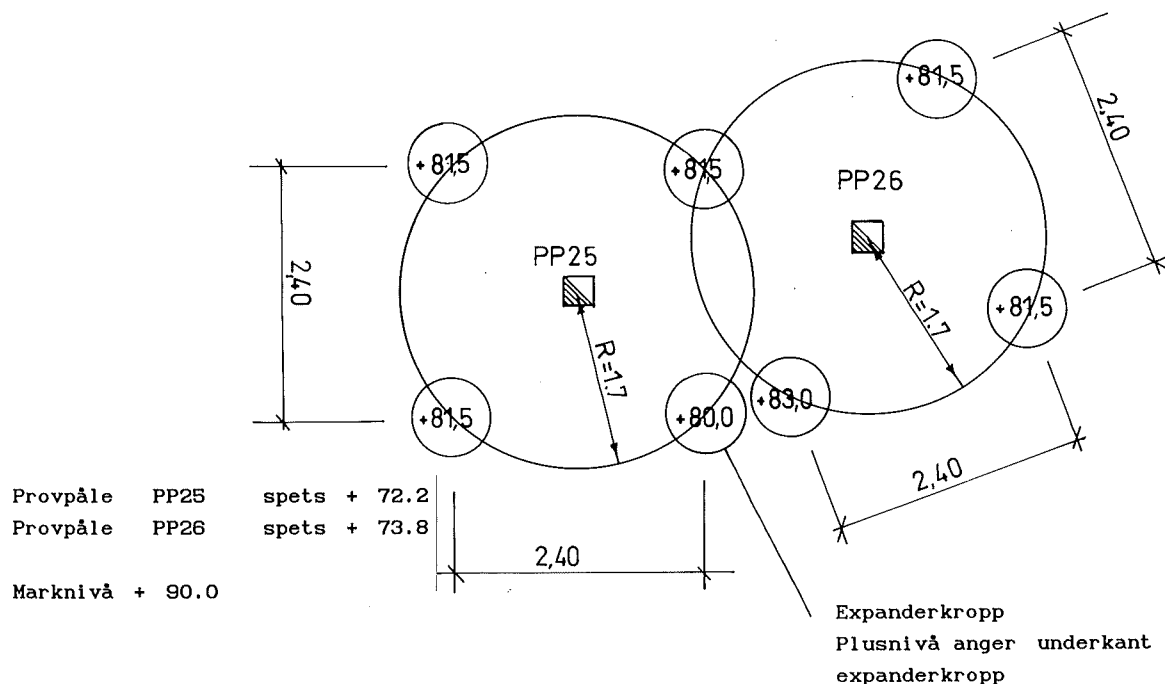


Fig. 6. Placering av expanderkroppar för mothåll vid den statiska provbelastningen.

5.3 Bestämning av brott- och kryplast

Brottlasten för pålarna bestämdes enligt det förfarande som IVA:s pålkommission rekommenderar i Rapport 59 (1980). Brottlasten bestäms då som den last då sättningen uppgår till

$$s_B = a + \frac{P_f l_p}{E_p A_p}$$

där $a = 20 + D_p/20$ (mm); D_p = påldiameter
 $P_f l_p / E_p A_p$ = pålens elastiska sammantryckning om den belastas som en pelare

Bestämning av pålarnas kryplast är utförd genom att pålhuvudets sättning under tiden 8-16 min av belastningstiden, har avsatts som funktion av pålagd last. Den last vid vilken krypkurvan har sin minsta krökningsradie definieras som pålens kryplast.

5.4 Resultat

Resultaten från den statiska provbelastningen redovisas för respektive påle ingående i kapitel 7.4.1-7.4.3. En sammanfattning av resultaten redovisas dock i tabell 3.

Tabell 3. Resultat från statisk provbelastning.

	Påle 23	Påle 25	Påle 26
l_p (m)	16.8	17.8	16.2
D_p (mm)	235	235	275
P_f (kN)	1720	>1650	1400
s_f (mm)	51	-	44
s_{cr} (mm)	12.0	-	7.7
P_{cr} (kN)	1450	>1400	1200
P_{cr}/P_f	0.84	-	0.86
P_f/s_f (kN/mm)	34	-	32
P_{cr}/s_{cr} (kN/mm)	121	-	156

5.4.1 Påle 23

Last/deformationskurvan för påle 23 redovisas i figur 7. Brottlasten utvärderas till 1720 kN, vilket motsvarar 2.9 gånger den maximalt avsedda brukslasten på 600 kN. Last/deformationskurvan visar att pålen är styvare än den elastiska hoptryckning den skulle fått om den belastats som en pelare ($Pl_p/E_p A_p$ -linjen) upp till ca 1500 kN. Detta innebär att en del av lasten överförs via pålens mantelyta. Deformationen vid brukslasten uppgår till ca 3.5 mm. Dock kunde inte någon meningsfull deformationsmätning i samband med avlastningen genomföras eftersom tryckpåkänningen i betongen blev så hög att denna spräcktes innan upplastningen avslutats.

Krypkurvan, figur 8, visar på en ökande krypdeformation vid 1400 kN. Kryplasten utvärderades till ca 1450 kN vilket utgör 84% av brottlasten.

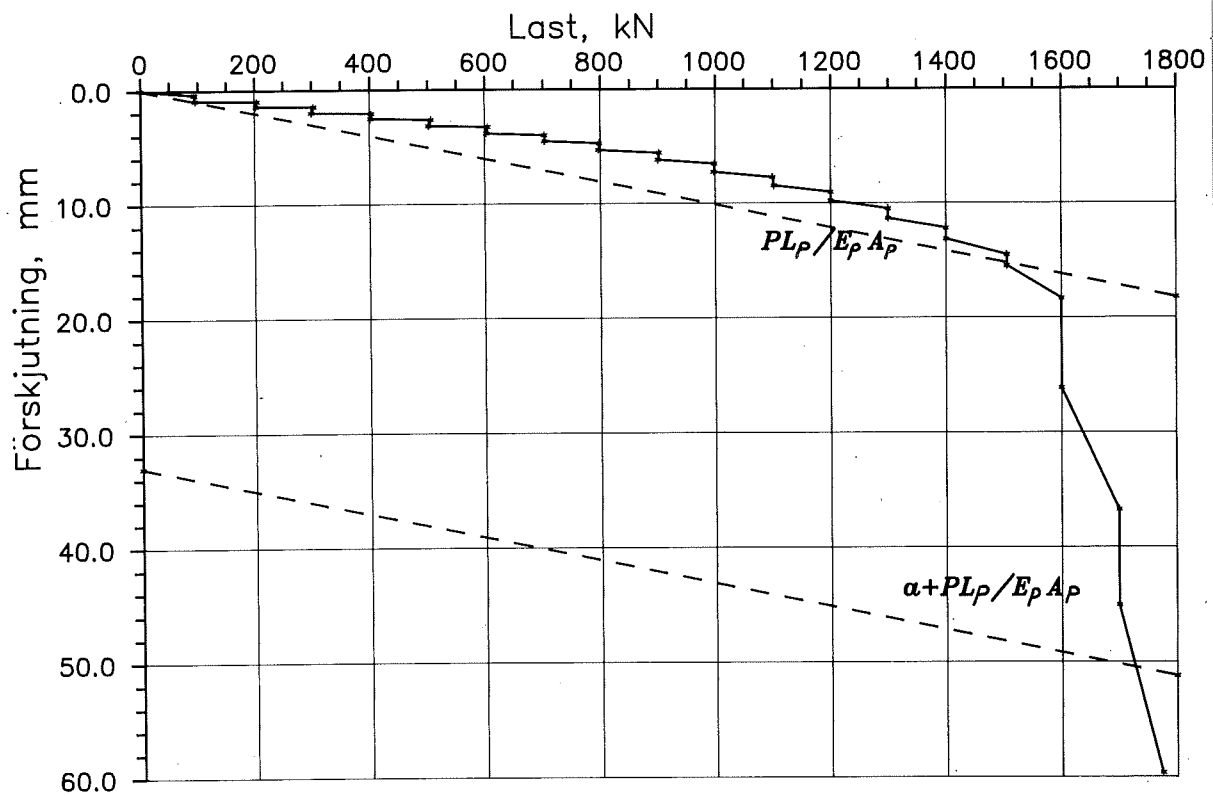


Fig. 7. Uppmätt last/deformationskurva för påle 23.

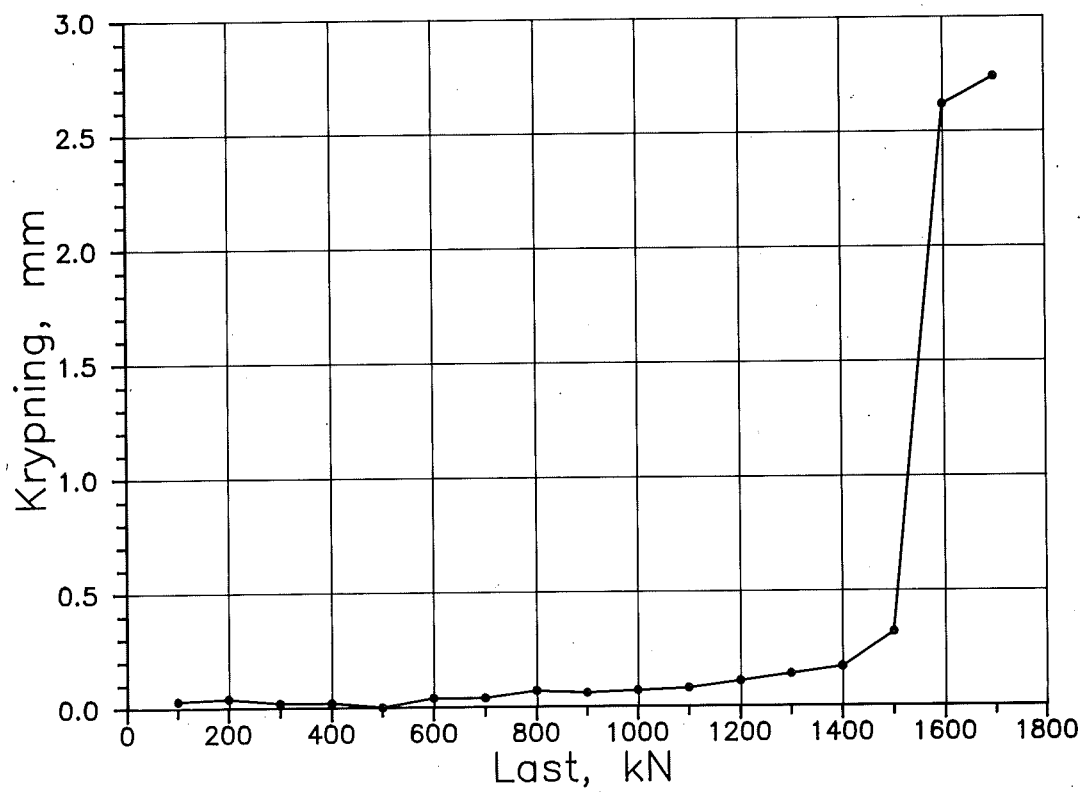


Fig. 8. Uppmätt krypkurva för påle 23.

Last/deformationssambanden för ett av de fyra stagen visas i figur 9. I figuren är även inlagt den elastiska töjning som stagen skulle fått om de belastats som en fri stång. Last/deformationskurvan är styvare än denna linje (PL/EA) under hela försöket. Förklaringen till detta är att stagen var ingjutna i foderrör, vilket ökar stagens styvhet.

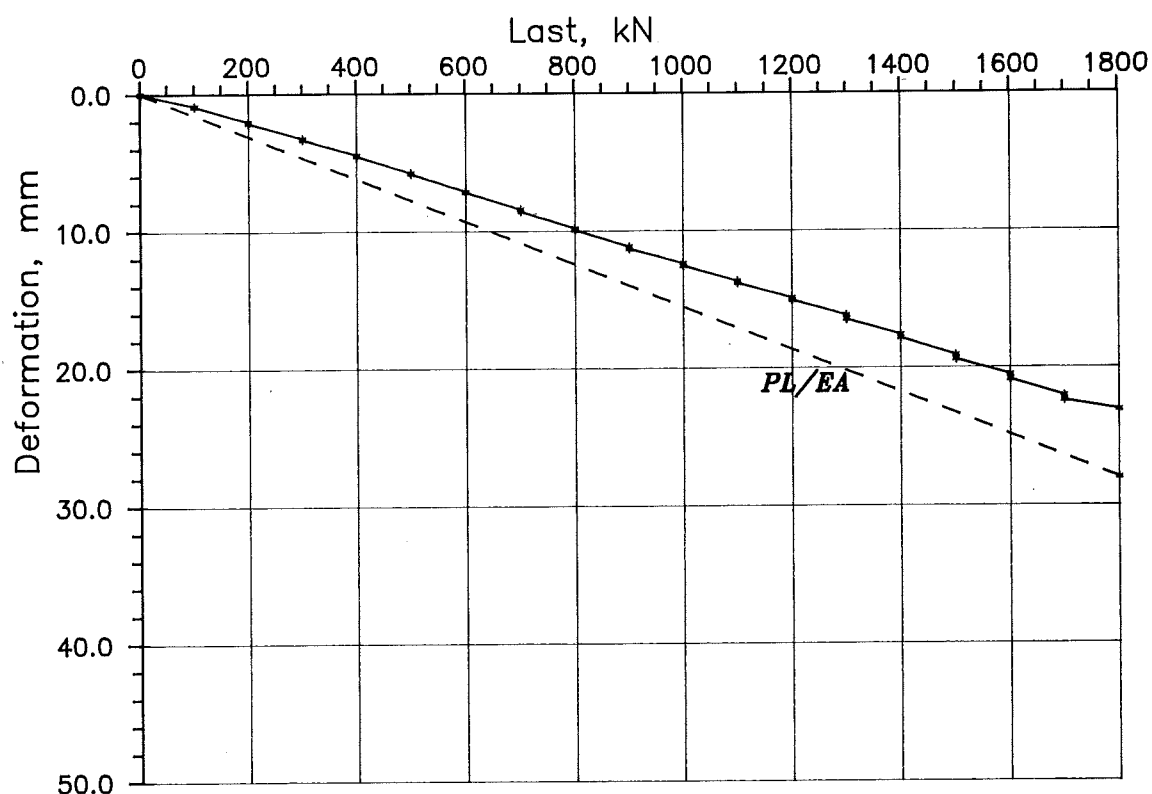


Fig. 9. Uppmätt last/deformationskurva för ett av dragstagen vid påle 23.

5.4.2 Påle 25

Last/deformationskurvan för påle nr 25 redovisas i figur 10. Denna pålen var slagen något snett, som kompensation för detta försökte man luta lasten så att denna angrep axiellt på pålen. Under provbelastningens gång noterades att vissa rörelser uppstod i balksystemet på grund av horisontalkrafter. Last/deformationskurvan uppförde sig "normalt" upp till 1500 kN, då pålen plötsligt bröts. Provbekastningen fick därmed avbrytas innan brottlasten uppnåtts eftersom böjbrott uppstod i pålen. Totalt uppgick horisontalförskjutningen då till 1 dm. Inga förvarningar i form av

accelererande krypningar eller sättningsdifferenser mellan klockorna kunde noteras innan brottet. Pålen var styvare än $PL_p/E_p A_p$ -linjen ända upp till brottet. Deformationen vid brukslasten 600 kN uppgår till ca 3.5 mm. Last/deformationskurvan visar mycket god överensstämmelse med kurvan för påle 23 vilket antyder att brottlasten är av samma storleksordning som brottlasten för påle 23 (1720 kN). Krypcurvan redovisas i figur 11. Den visar inte heller på någon tendens till ökning. Kryplasten är sålunda minst 1400 kN, och om denna skulle motsvara ca 85% av brottlasten skulle brottlasten minst uppgå till 1650 kN.

Ett av stagens last/deformationssamband visas i figur 12. För laster upp till 600 kN följer kurvan i stort sett PL/EA -linjen. För högre laster är stagen styvare än vad PL/EA -linjen visar.

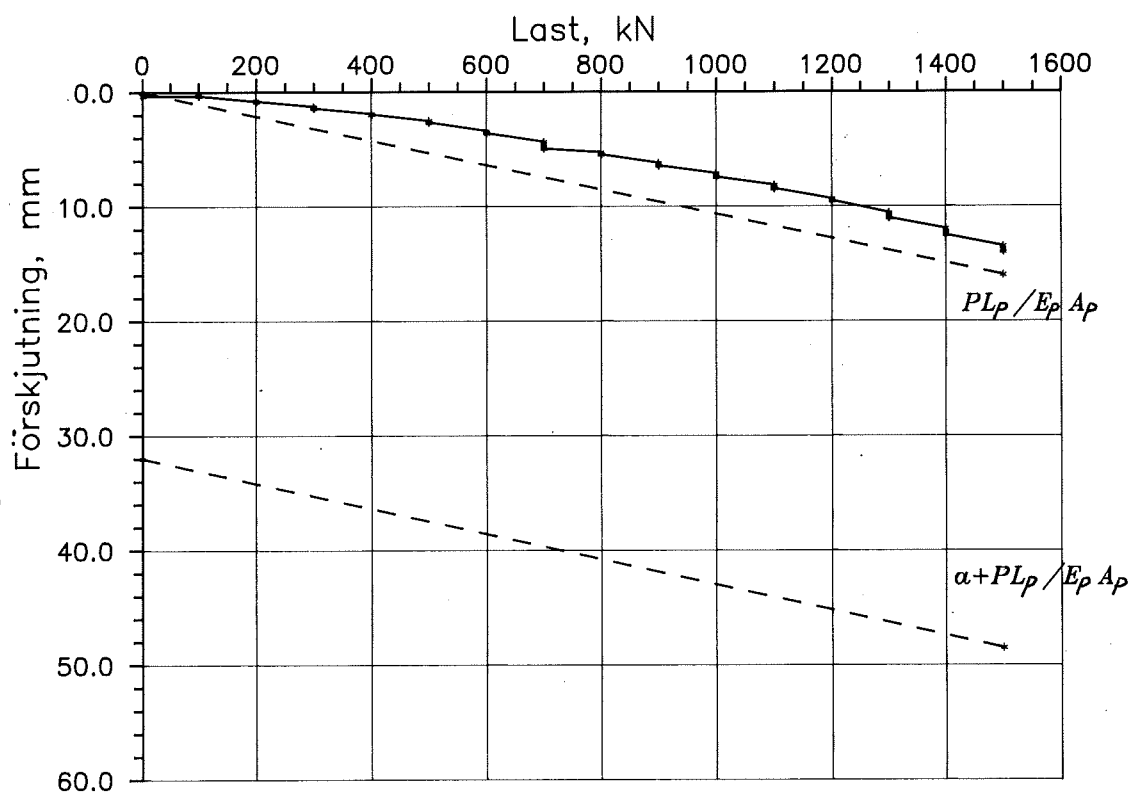


Fig. 10. Uppmätt last/deformationskurva för påle 25.

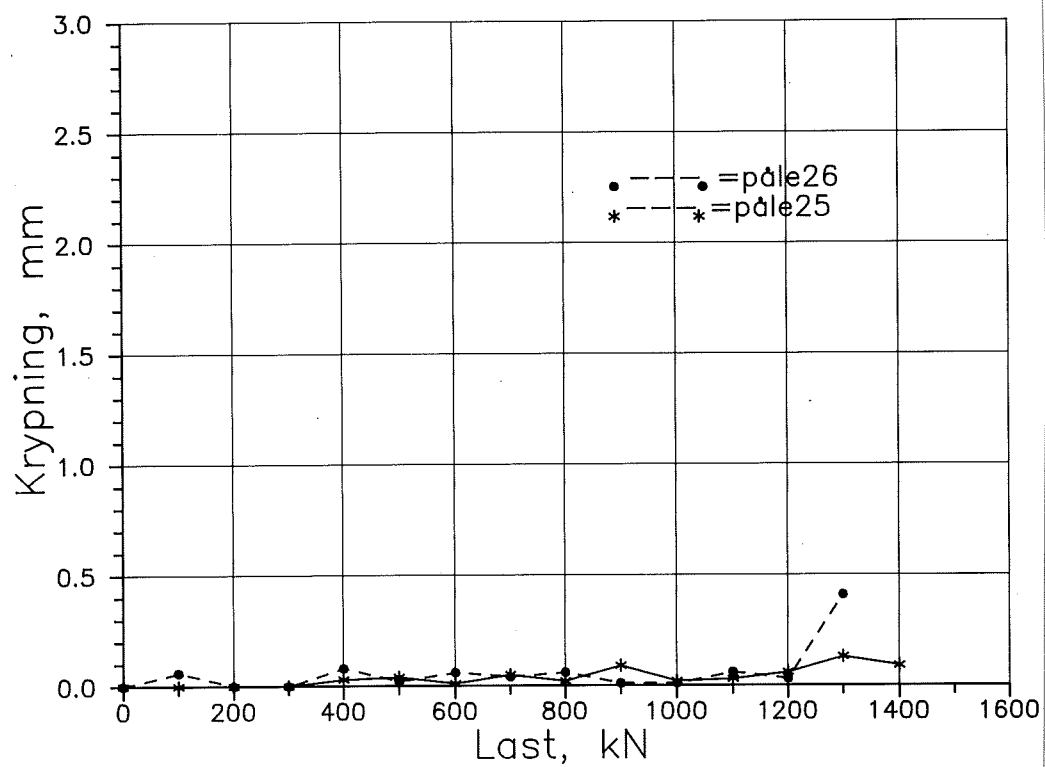


Fig. 11. Uppmätta krypkurvor för pålarna 25 och 26.

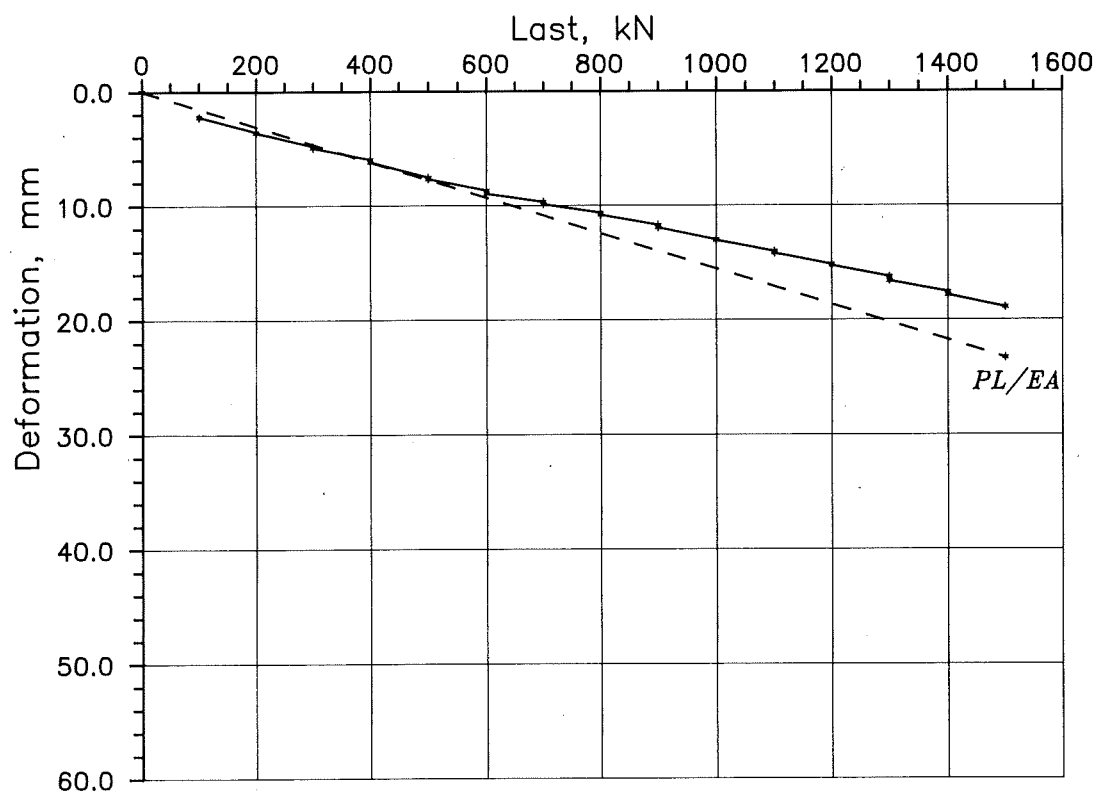


Fig. 12. Uppmätt last/deformationskurva för ett av dragstagen vid påle 25.

5.4.3 Påle 26

Last/deformationskurvan för påle 26 redovisas i figur 13. Pålen var styvare än PL_p/EA_p -linjen upp till ca 1100 kN. Brottlasten är utvärderad till 1400 kN, vilket motsvarar 2.3 gånger den maximalt avsedda brukslasten på 600 kN. Deformationen vid brukslasten uppgår till ca 2.5 mm. Avlastningskurvan följde i stort sett PL_p/EA_p -linjen.

Krypkurvan, figur 11, visar på en kryplast på ca 1200 kN vilket motsvarar 86% av brottlasten. Ett av stagens last/deformationssamband visas i figur 14. Staget var styvare än PL/EA -linjen under hela försöket.

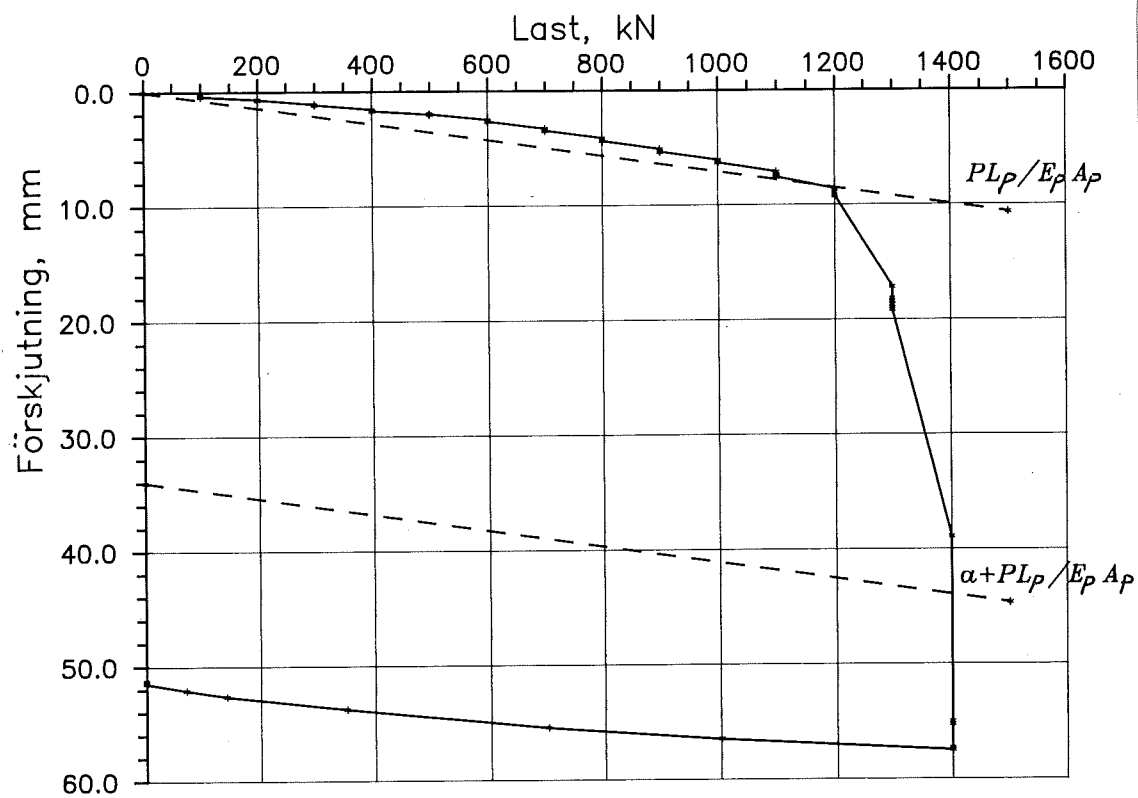


Fig. 13. Uppmätt last/deformationskurva för påle 26.

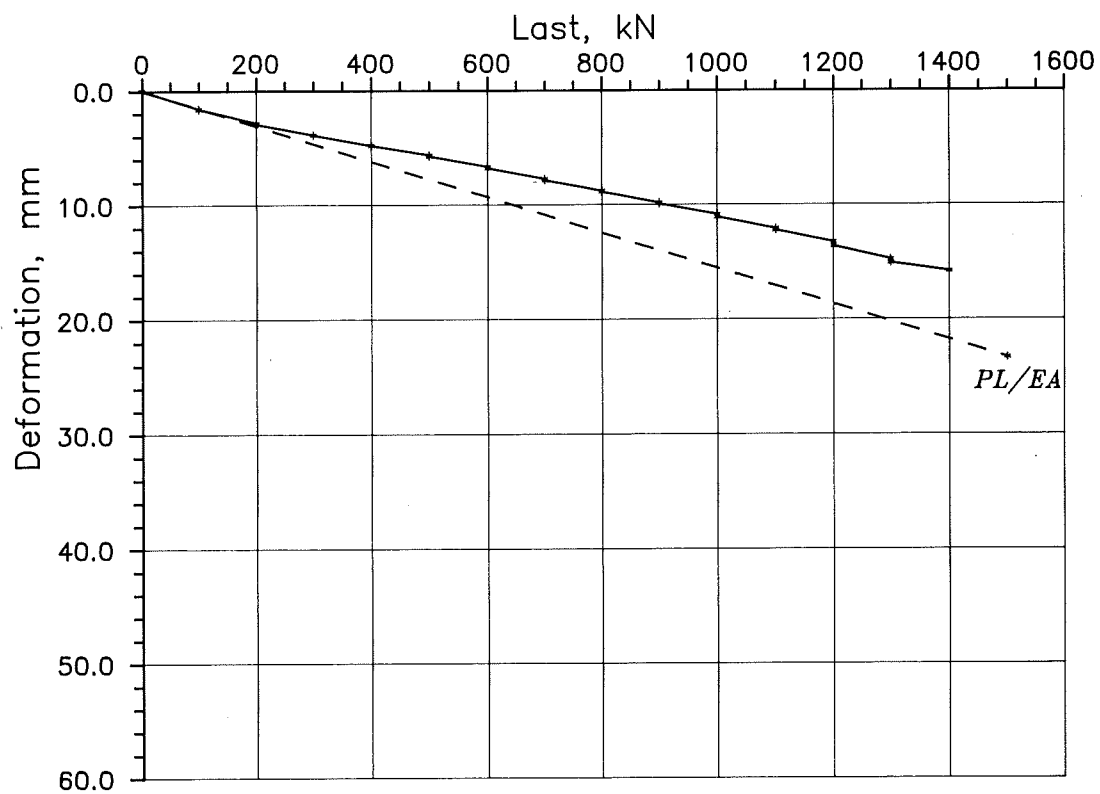


Fig. 14. Uppmätt last/deformationskurva för ett av dragstagen vid påle 26.

6. Beskrivning av metoder för beräkning av en påles bärförmåga

Bärförmågan för en enskild påle slagen i friktionsjord kan beräknas dels på basis av sonderingsresultat, dels på basis av jordens hållfasthetsegenskaper. Bärförmågan delas i båda fallen upp i mantelbärförmåga och spetsbärförmåga, vilka antas vara oberoende av varandra. I denna rapport har bärförmågan beräknats med hjälp av resultat från CPT och hejarsondering. Dessutom har tre metoder som bygger på kännedom om jordens hållfasthetsparametrar studerats.

6.1 Metoder baserade på resultat från spetstrycksondering

Det finns idag flera olika sätt att på basis av CPT-resultat beräkna en fristående påles bärförmåga. Som exempel kan nämnas Schmertmanns metod (1988), Europeiska metoden (Robertsson et al., 1985), Begemanns metod (Beringen, 1979), Fugros metod (Robertsson et al., 1985), Bustamantes & Giancesellis metod (1982) och de Beers metod (van Impe et al., 1988). I denna rapport behandlas Schmertmanns, Bustamantes & Giancesellis och Begemanns metoder.

6.1.1 Schmertmanns metod

Med denna metod, som används frekvent i USA, kan man bestämma bärförmågan för slagna pålar i såväl sand- som lerjordar. Hänsyn kan tas till om pålens spets är "öppen" eller "sluten". För en "sluten" pålspets beräknas bärförmåga enligt

$$P_f = \sum f_{sf} A_s + p_{pf} A_p$$

där f_{sf} = mantelfriktion
 A_s = mantelarea
 p_{pf} = pålens maximala spetsmotstånd
 A_p = spetsarea

I figur 15 och 16 finns en sammanfattning av hur de i ovanstående formel ingående faktorerna beräknas.

6.1.2 Begemanns metod

I Begemanns metod beräknas mantelbärförmågan ur sambandet

$$P_f = f_{sf} A_s + p_{pf} A_p$$

där $f_{sf} A_s = 0.7 f_{loc} A_s$

Med f_{loc} avses lokal mantelfriktion mätt med en sondspets. Mantelbärförmågan är enligt Begemann begränsad till 120 kPa. Spetsbärigheten bestäms på samma sätt som i Schmertmanns metod, se figur 16.

6.1.3 Bustamantes & Giancesellis metod

Bustamante & Gianceselli (1982) har föreslagit att man på basis av trycksonderingsresultat kan beräkna bärförmågan hos en slagen påle enligt följande;

$$P_f = q_c K_c A_p + f_c A_s$$

där q_c = medelvärdet av spetsmotståndet vid sondering från $1.5 D_p$ över till $1.5 D_p$ under pålspetsen
 K_c = 0.5 i lös till medelfast lagrad friktionsjord
 f_c = $\bar{q}_c / \alpha$
 $\bar{q}_c$ = medelvärdet av spetsmotståndet ned till pålspets
 α = 100 i medelfast lagrad friktionsjord (= 60 i silt och löst lagrad sand)

JORDART: SAND

Mantelfriktion, f_{sf} , är det minsta värdet av f_1 , f_2 eller f_3 beräknade enligt nedan

$$f_1 = K \left(\sum_0^D \frac{1}{8D_p} f_s + \sum_p^{l_p} \frac{1}{8D_p} f_s \right)$$

där K = ur diagram
 l = djup till f_s
 D_p = påldiameter
 l_p = pållängd

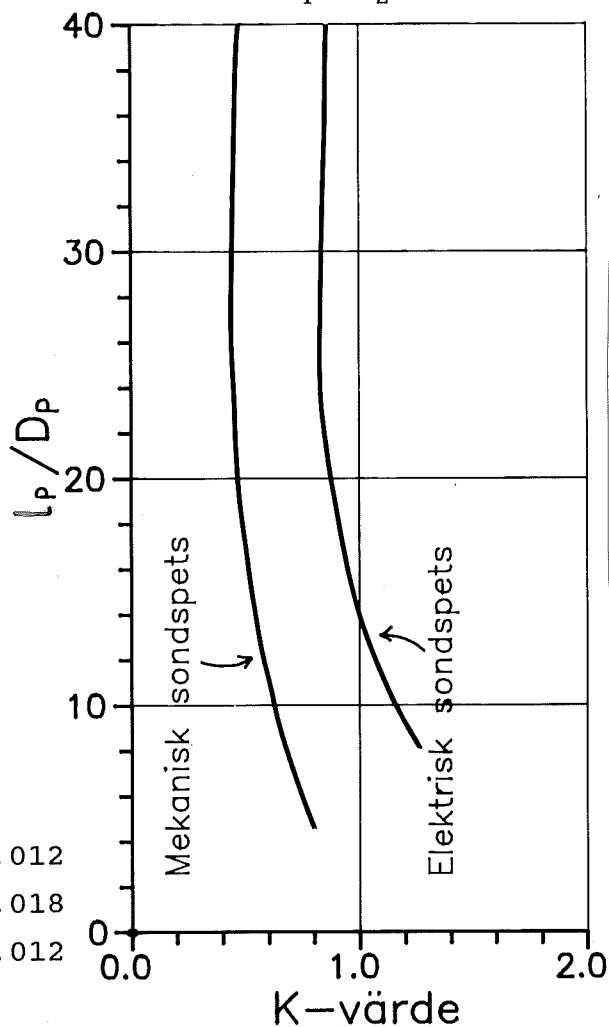
$$f_2 = 0.12 \text{ MPa}$$

$$f_3 = c q_c$$

förtillv. btg $c = 0.012$

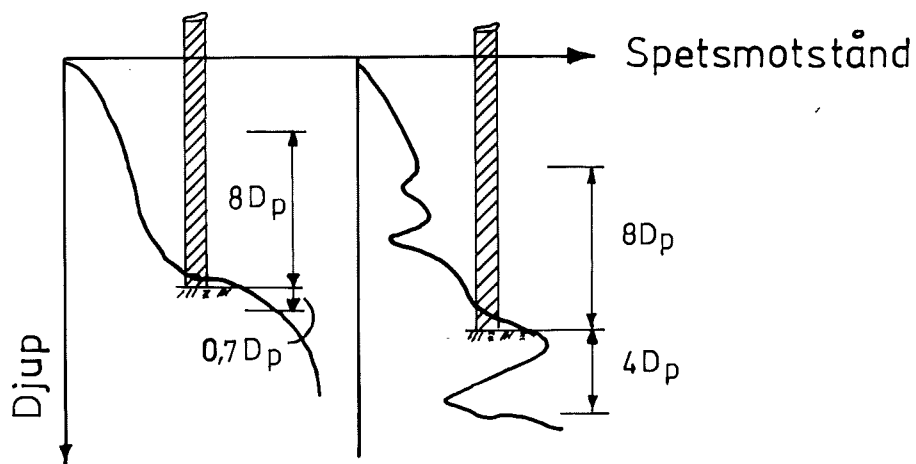
förstorad spets btg $c = 0.018$

stål $c = 0.012$



Spetsmotstånd, p_{pf} , är minimum av p_{pf} från figur 16

Fig. 15. Bestämning av bärförmåga enligt Schmertmanns metod.



$$q_p = \frac{(I+II)/2 + III}{2}$$

där D_p = påldiameter

I = medelspetsmotstånd mellan spetsnivån och ett djup varierande mellan $0.7D_p$ och $4D_p$ under detsamma

II = minsta spetsmotstånd mellan spetsnivån och ett djup varierande mellan $0.7D_p$ och $4D_p$ under detsamma

III = medelspetsmotstånd mellan spetsnivån och $8D_p$ över spetnivån

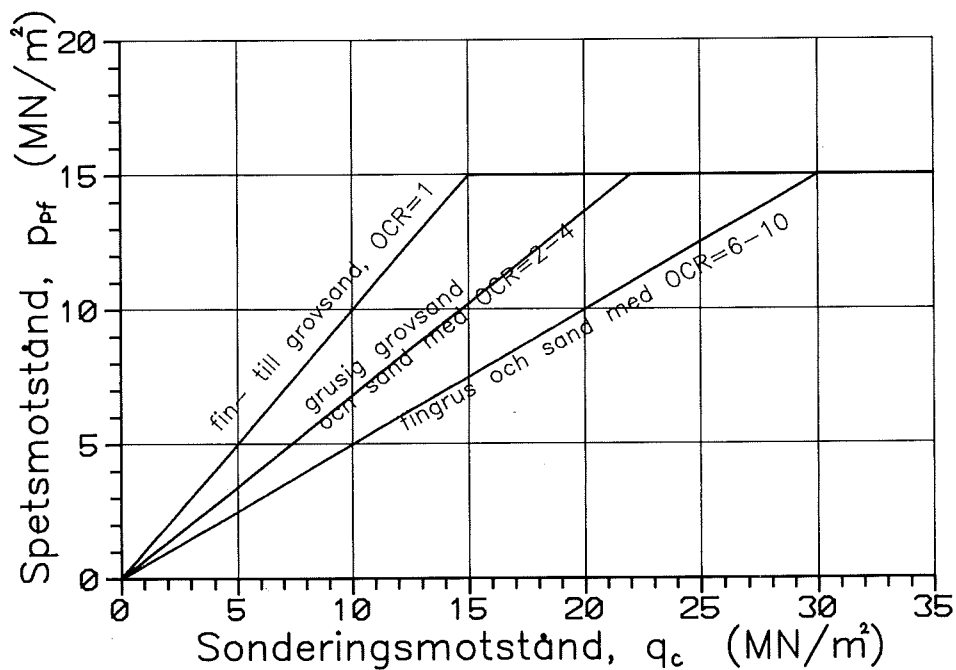


Fig. 16. Bestämning av spetsbärförmåga från CPT-resultat (efter de Reuter och Beringen 1979).

6.2 Metod baserad på resultat från SPT-sondering

Meyerhof (1976) har föreslagit att man på basis av SPT-resultat kan beräkna bärförmågan ur sambandet

$$P_f \approx 400 N_{30} A_p + 2 \bar{N}_{30} A_s$$

där N_{30} = erforderligt antal slag för 0,3 m sjunkning på pålspetsnivån

$\bar{N}_{30}$ = medelvärde av erforderligt antal slag för 0,3 m sjunkning längs pålens längd

6.3 Metoder baserade på jordens hållfasthetsparametrar

Dessa metoder bygger alla på sambandet

$$P_f = \int_0^{l_p} \phi K_s \sigma'_0 \tan \delta \, dz + \sigma'_0(l_p) N_q A_p$$

där K_s = jordtryckskoefficient

$\sigma'_0(z)$ = effektivt överlagringstryck på djupet z

δ = friktionsvinkel mellan påle och jord

$\sigma'_0(l_p)$ = överlagringstryck på spetsnivån

N_q = bärighetsfaktor

ϕ = pålens omkrets

Skillnaden mellan de olika metoderna ligger i bestämningen av bärighetsfaktor, jordtryckskoefficient och friktionsvinkel mellan påle och jord. Metoderna skiljer sig även i antagandet av vid vilket djup spetsbärförmågan och mantelbärförmåga ej längre antas öka. Detta djup betecknas kritiskt djup. Vissa metoder antar att endast mantelbärförmågan begränsas av det kritiska djupet medan andra även begränsar spetsbärförmågan. Anledningen till att bärförmågan ej antas

öka under ett visst djup är att horisontalspänningarna begränsas pga valvverkans-effekter.

6.3.1 Poulos metod

Enligt Poulos (1980) kan bärförmågan för en påle i friktionsjord uttryckas enligt

$$P_f = \int_0^{l_p} F_w \circ \sigma'_0 K_s \tan \delta \, dz + A_p \sigma'_0(l_p) N_q - W$$

där F_w = korrektionsfaktor för pålform ($F_w=1$ för påle med likformig diameter)

$\circ$ = pålens omkrets

W = pålens effektiva tyngd

Det kritiska djupet, d_{cr} , som begränsar mantelbärförmågan bestäms ur figur 17 som funktion av friktionsvinkel ϕ' .

Däremot menar Poulos att spetsbärförmågan ökar även under d_{cr} , vilket innebär att $\sigma'_0(l_p)$ är effektiva överlagringstrycket vid pålspetsens nivå.

Bärighetsfaktorn N_q bestäms ur figur 19 och förhållandet mellan $K_s \tan \delta$ och ϕ' ur figur 18.

6.3.2 Meyerhofs metod

Enligt Meyerhof (1976) kan bärförmågan tecknas

$$P_f = \int_0^{l_p} \circ K_s \sigma'_0 \tan \delta \, dz + \sigma'_0(l_p) N_q A_p$$

Både mantelbärförmågan och spetsbärförmågan begränsas av det kritiska djupet, d_{cr} . För spetsbärförmågan gäller

$$\sigma'_0(d_{cr}) N_q A_p \leq 50 N_q \tan \phi' A_p$$

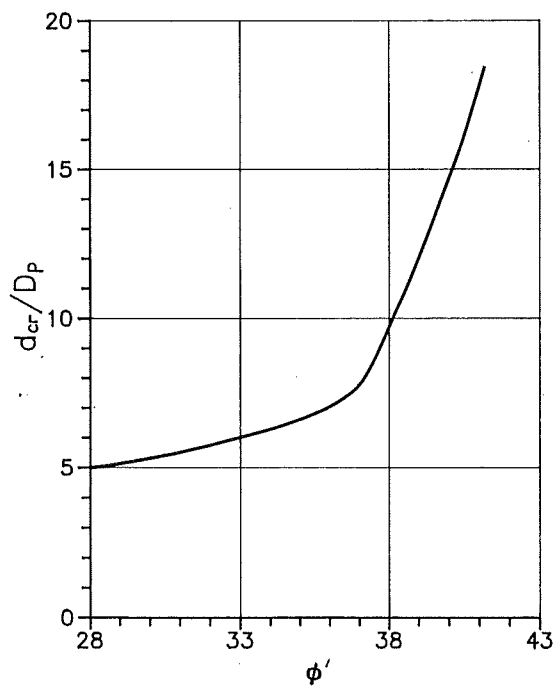


Fig. 17. Bestämning av kritiska djup, d_{cr} (enligt Poulos).

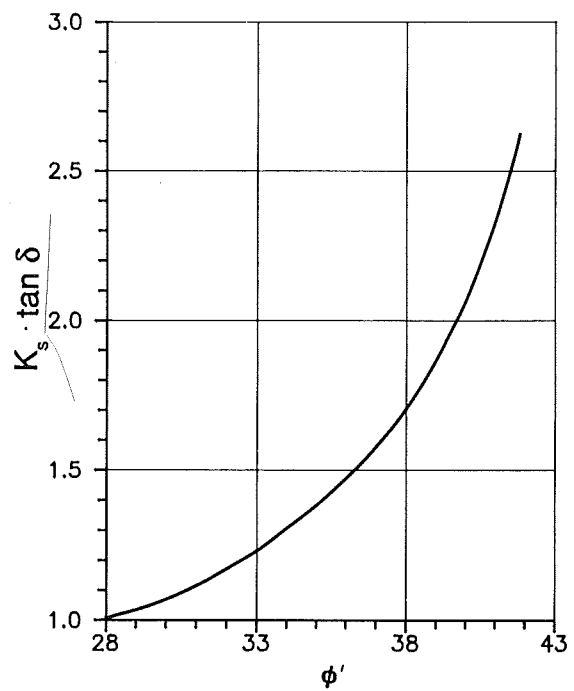


Fig. 18. Förhållande mellan $K_s \tan \delta$ och ϕ' för slagna pålar (enligt Poulos).

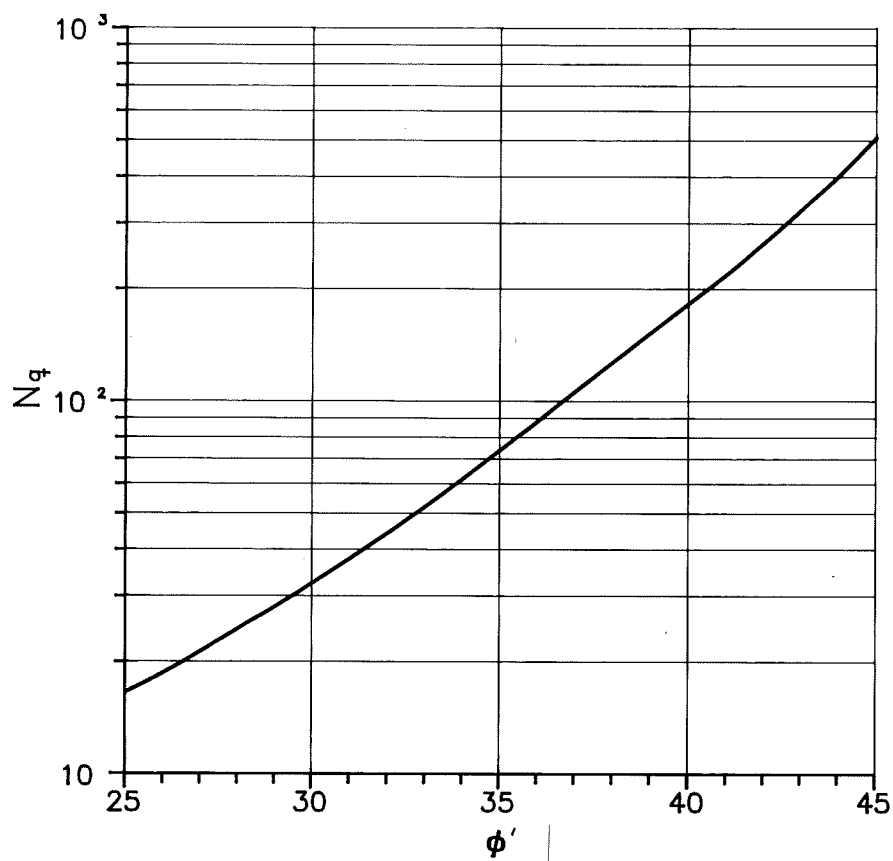


Fig. 19. Förhållande mellan N_q och ϕ' (efter Berezantzev et al., 1961).

Det kritiska djup under vilket mantelbärförmågan ej ökar bestäms enligt figur 20. Enligt samma figur bestäms även N_q som funktion av ϕ' och l_p/D_p . Vidare anger Meyerhof att värdet på N_q ej ökar på djup större än $d_{cr}/2$. Således skall inte större värden på l_p/D_p än $d_{cr}/2D_p$ användas vid bestämning av N_q .

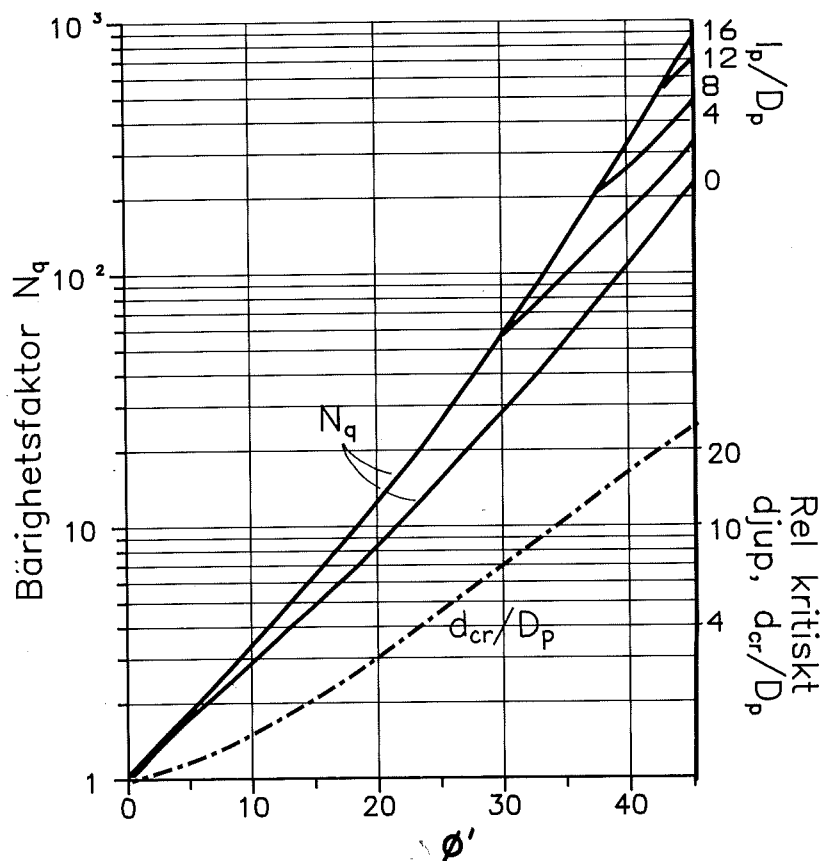


Fig. 20. Förhållande mellan N_q , ϕ' och l_p/D_p samt mellan ϕ' och d_{cr}/D_p för slagna pålar (enligt Meyerhof).

Att bestämma K_s och δ är mycket svårt, och dessa värden måste enligt Meyerhof erhållas från provbelastningar på platsen. En uppskattning av K_s erhålls ur figur 21.

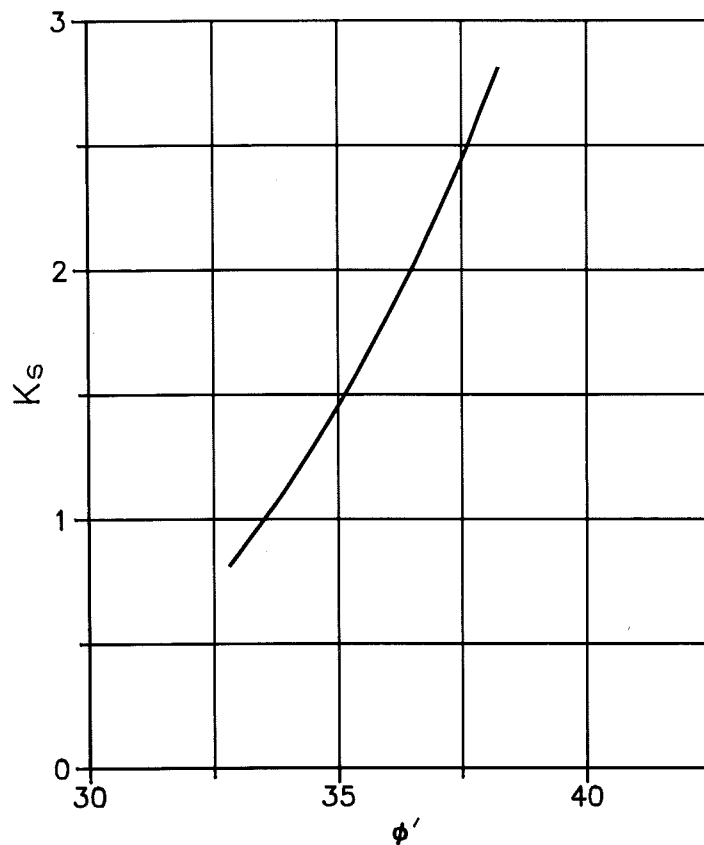


Fig. 21. Förhållande mellan ϕ' och K_s (enligt Meyerhof, 1976).

6.3.3 Beräkning enligt Handboken Bygg

Det sätt, att bestämma en friktionspåles bärförmåga, som förespråkas i Bygg (1984) uttrycks enligt

$$P_f = \int_0^{l_p} K_s \sigma'_0 \tan \delta \, dz + \sigma'_0 (l_p) N_q A_p$$

Det kritiska djup under vilket varken mantelförmågan eller spetsförmågan ökar, motsvarar djupet $20 \cdot D_p$ under markytan. Jordtryckskoefficienten K_s för jämntjocka betongpålar i friktionsjord antas vara 1.0 vid lös lagring och 2.0 vid fast lagring. Friktionsvinkeln mellan påle och jord, δ , antas motsvarar 50% av ϕ' för betongpålar. Bärighetensfaktorn bestäms enligt Berezantzev, et al., 1961 (jämför Poulos metod).

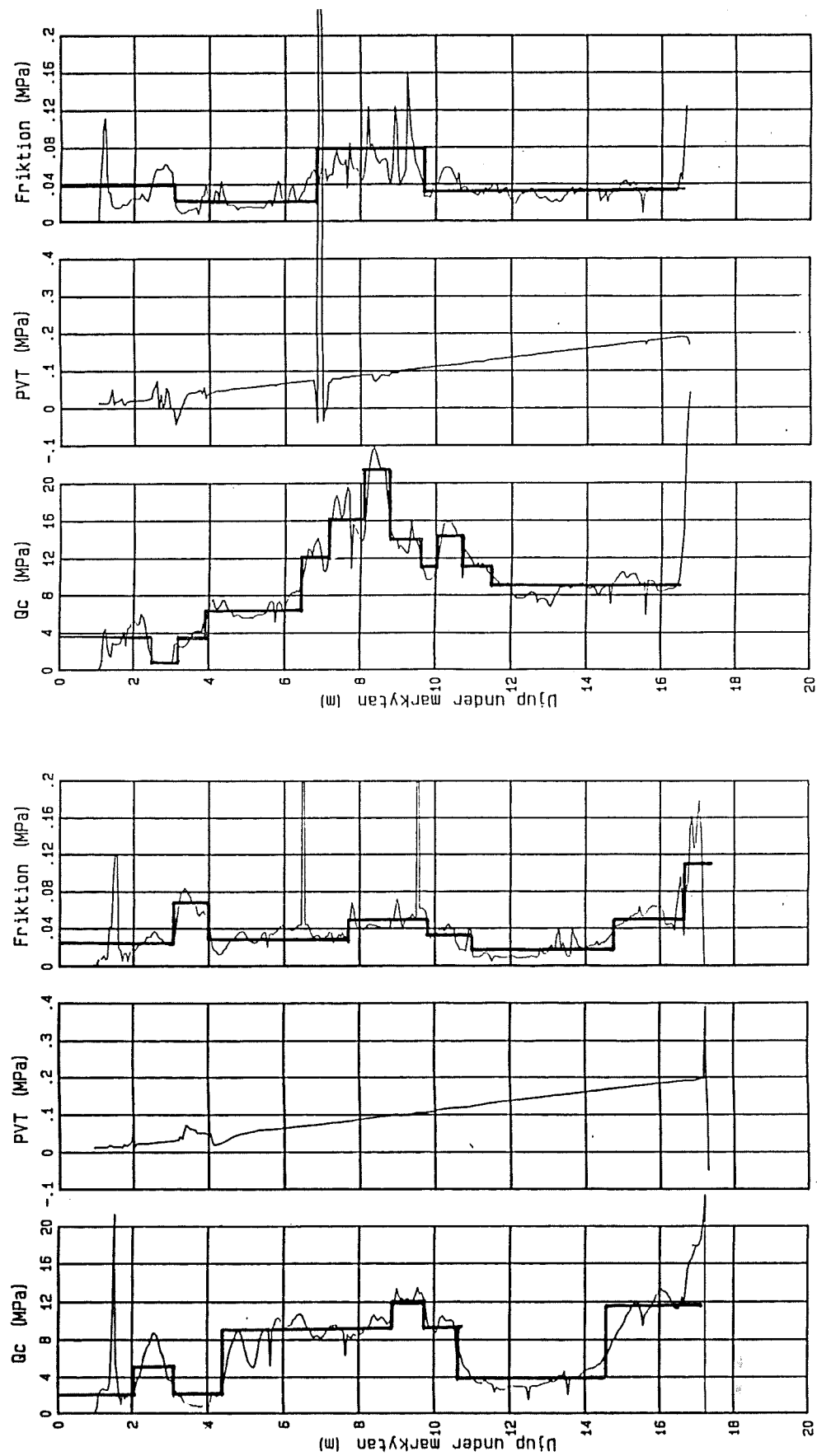
7. Resultat från beräkning av tre pålars bärförmåga

Med hjälp av de metoder som beskrevs i kapitel 8 har bärförmågan beräknats för pålarna 23, 25 och 26. För de metoder som är baserade på jordens hållfasthetsegenskaper har nödvändiga parametrar utvärderats från dilatometerförsöken. Den effektiva friktionsvinkeln har därigenom ansatts värdet 32° , sandens torrdensitet värdet 1.6 t/m^3 och sandens effektivdensitet värdet 1.0 t/m^3 . Det valda värdet på friktionsvinkeln överensstämmer väl med de i Handboken Bygg angivna. Friktionsvinkeln anges där variera mellan 28° och 35° för löst till fast lagrad sand.

7.1 Schmertmanns metod

Inom kvarteret Ön utfördes två CPT-sonderingar. Bestämning av pålarnas bärförmåga är utförd på basis av båda dessa CPT-resultat. Resultaten har generaliserats så som visas i figur 22. Faktorn K har utvärderats till 0.87. Bärförmågans tillväxt med djupets redovisas i figur 23 och 24 för de två olika förekommande påldimensionerna, ($235 \times 235 \text{ mm}^2$ och $275 \times 275 \text{ mm}^2$). Mantelns respektive spetsens andel av den totala bärförmågan redovisas i samma figurer för en påldimension av $235 \times 235 \text{ mm}^2$.

Bärförmågan för påle 23 är beräknad till 1716 kN baserat på resultaten från borrhål C1 och till 1566 kN om resultaten från borrhål C7 används. För påle 25 är motsvarande värden på bärförmågan 1648 kN respektive 1944 kN och för påle 26 1852 kN respektive 1932 kN. I tabell 4 (sid 51) redovisas även de beräknade värdena på spets- och mantelbärförmåga.



Borrhål C7

Borrhål C1

Fig. 22. Generaliserade CPT-diagram för borrhål C1 och C7.

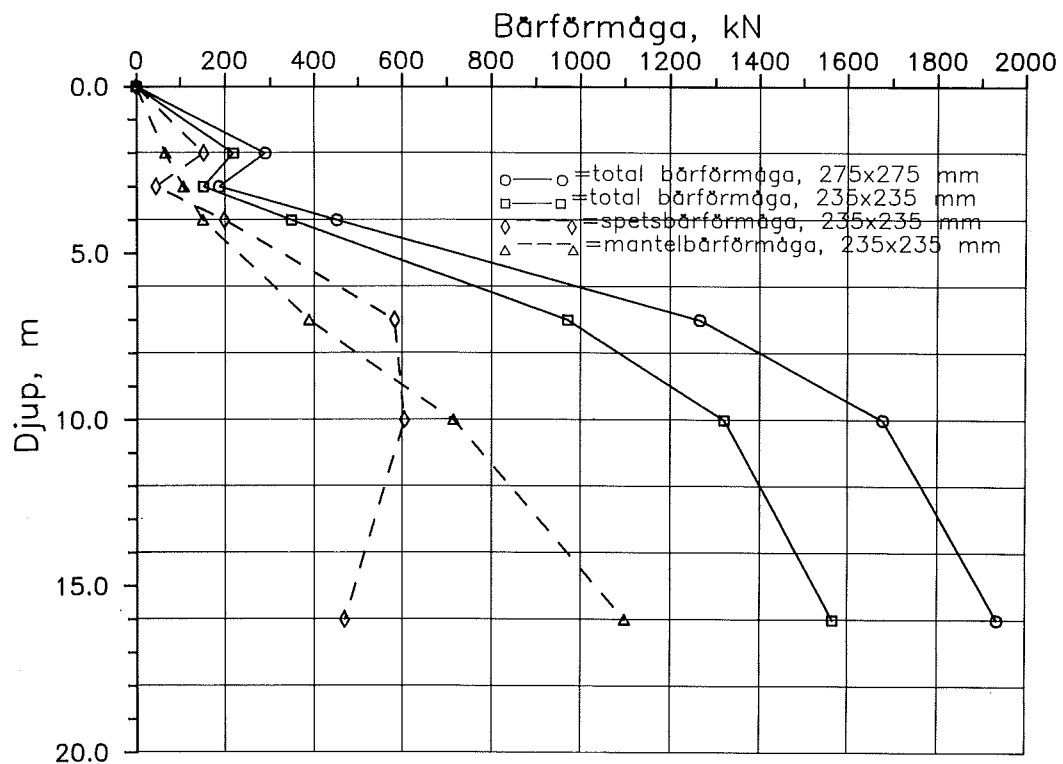


Fig. 23. Bärförmågans tillväxt med djupet beräknad med Schmertmanns metod för borrhål C1.

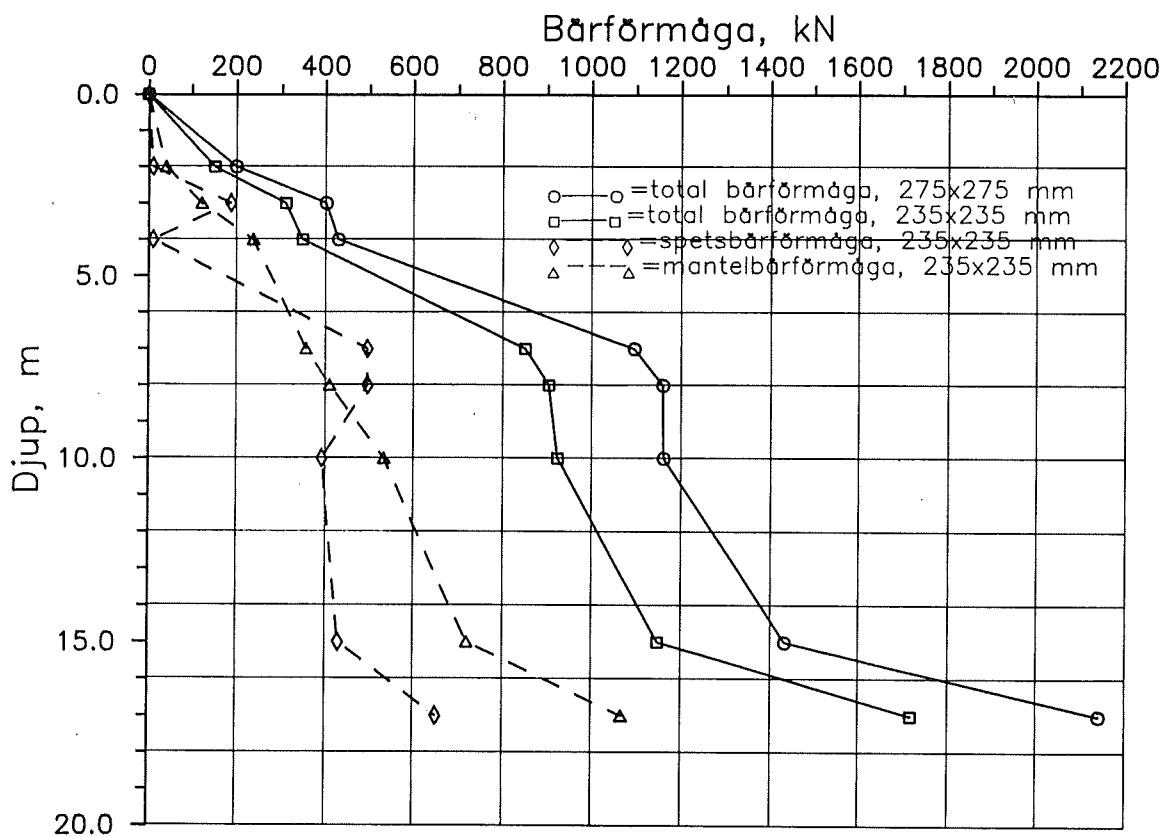


Fig. 24. Bärförmågans tillväxt med djupet beräknad med Schmertmanns metod för borrhål C7.

7.2 Begemanns metod

Med hjälp av Begemanns metod har bärförmågan för pålarna beräknats utifrån samma generaliserade CPT-diagram som i Schmertmanns metod. Eftersom spetsbärförmåga beräknas på samma sätt i Begemanns och Schmertmanns metoder är dessa lika. Mantelbärförmågan blir dock betydligt lägre med Begemanns metod, se tabell 4 (sid 47). Totala bärförmågan är för påle 23 beräknad till 941 kN (hål 1) och 1044 kN (hål 7). För påle 25 erhöles 1017 resp 1239 kN, och för påle 26 1180 resp 1157 kN.

7.3 Bustamantes & Ganesellis metod

De generaliserade CPT-diagram som använts för bestämning av bärförmågan enligt Schmertmanns och Begemanns metod har även använts för denna metod (figur 22). Faktorn K_c har satts till 0.5 och α till 100 i hela jordprofilen. Resultaten från beräkningarna ger värden på bärförmågan som är något lägre än vad Schmertmanns metod ger (se tabell 4). Totala bärförmågan för påle 23 är beräknad till 1624 kN (hål 1) och 1400 kN (hål 2). För påle 25 erhöles 1721 kN resp 1532 kN, och för påle 26 erhöles 1870 resp 1599 kN. Det bör noteras att denna metod ger en lägre bärförmåga med värden från borrhål C7 än från borrhål C1 medan det omvända förhållandet erhöles med Schmertmanns och Begemanns metoder. Förklaringen till detta är att i Bustamantes och Ganesellis metod är mantelbärförmågan betydligt lägre vid beräkning med värden från borrhål C7 jämfört med borrhål C1. Skillnaden i mantelbärförmåga är inte lika stor i de andra beräkningsmetoderna.

7.4 Beräkning baserad på resultat från hejarsondering

Inom kvarteret Ön gjordes inga SPT men väl hejarsondering. Med hjälp av figur 25 har N_{20} -värden från hejarsonderingen översatts till N_{30} -värden, och på så sätt har det varit möjligt att bestämma bärförmågan på basis av hejarsonderingsresultat.

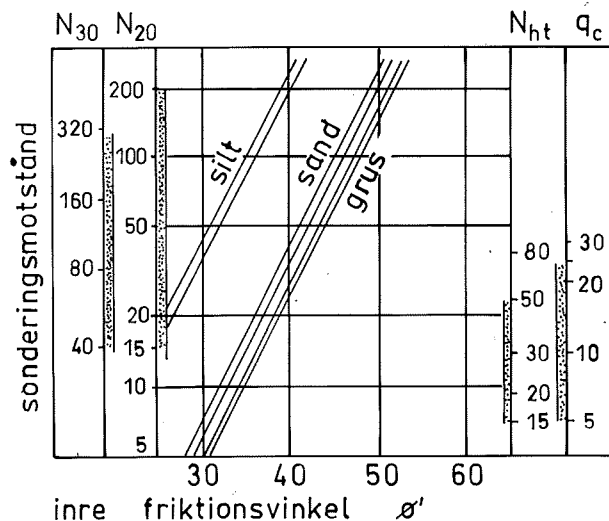


Fig. 25. Diagram för översättning av resultat från hejarsondering (N_{20} -värden) till SPT (N_{30} -värden).

I figur 26 visas de generaliserade hejarsonderingsdiagrammen som använts för att bestämma bärförmågan. De har översatts till de SPT-diagram som visas i samma figur. Beräkningarna ger mycket höga värden på spetsbärförmågan, se tabell 4. Den totala bärförmågan för påle 23 är beräknad till 2065 kN (BH C51) och till 2582 kN (BH C52). För påle 25 är bärförmågan bestämd till 2125 kN resp 3551 kN och för påle 26 är bärförmågan 2487 kN resp 3135 kN.

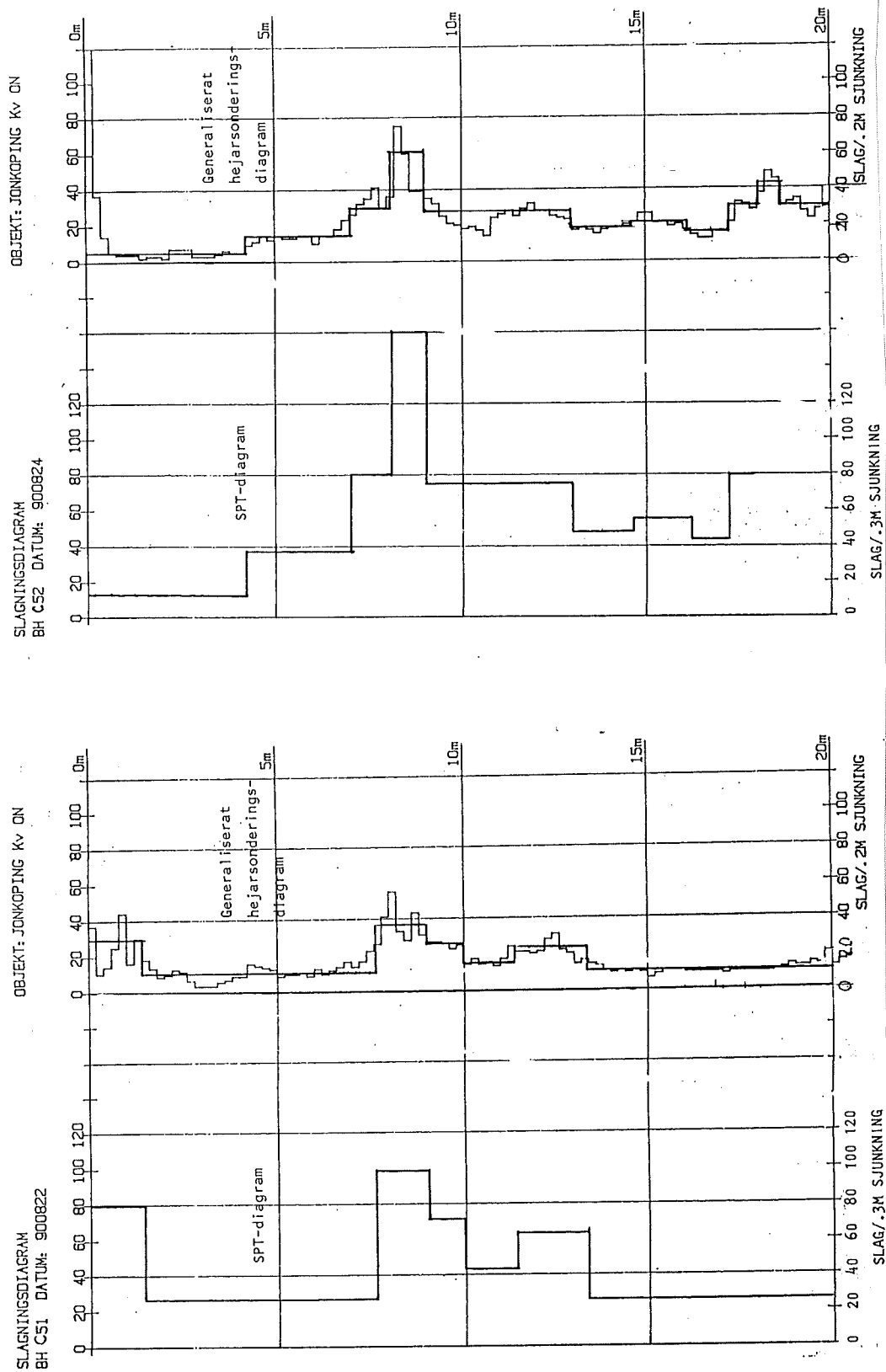


Fig. 26. Generaliserade hejarsonderingsdiagram och SPT-diagram för borrhål C51 och C52.

7.5 Poulos metod

Det kritiska djup som begränsar mantelbärförmågan i Poulos metod blir 1.75 m för pålarna 23 och 25 och 2.0 m för påle 26. En friktionsvinkel på 32° ger vidare ett $K_s \tan \delta = 1.16$. Poulos metod ger för pålarna i kvarteret Ön en mantel- och spetsbärförmåga som är av samma storleksordning. Mantelbärförmågan är omkring 100 kN högre än spetsbärförmågan (se tabell 4). Den totala bärförmågan för påle 23 är beräknad till 957 kN, för påle 25 till 971 kN, och för påle 26 till 1168 kN.

7.6 Meyerhofs metod

Det kritiska djup som begränsar både spets- och mantelbärförmågan enligt Meyerhof är beräknad till 2.4 m för pålarna 23 och 25 och till 2.8 m för påle 26. För en sand med en friktionsvinkel av 32° är K_s , enligt Meyerhof, omkring 1.0. Friktionsvinkeln mellan påle och jord, δ , har satts till $\delta = 3/4\phi'$ (Broms, 1964). Spetsbärförmågan blir endast 130 kN enligt denna metod och även mantelbärförmågan blir låg (~ 250 kN) (tabell 4). Den totala bärförmågan för påle 23 är beräknad till 363 kN, för påle 25 till 251 kN och för påle 26 till 412 kN.

7.7 Beräkning enligt Handboken Bygg

Det kritiska djupet, som begränsar både mantel- och spetsbärförmågan, blir 6.0 m för påle 23 och 25 och 7 m för påle 26. Friktionsvinkeln mellan påle och jord, δ , är 16° och jordtryckskoefficienten K_s har satts att variera mellan 1.0 och 2.0.

Den totala bärförmågan för påle 23 är beräknad till 449 kN ($K_s = 1.0$) respektive 724 ($K_s = 2.0$). För påle 25 är motsvarande värden på bärförmågan 471 kN respektive 770 kN och för påle 26 606 kN respektive 939 kN.

8. Jämförelse mellan beräknad bärförmåga och resultat från statisk och dynamisk provbelastning

De i denna rapport använda metoderna för att bestämma pålarnas bärförmåga visade på en mycket stor spridning i resultaten. Nedan redovisas de olika metodernas resultat och överensstämmelse med resultat från den statiska provbelastningen. En sammanställning av erhållna bärförmågor redovisas i tabell 4.

8.1 Dynamisk provbelastning

De genom CASE- och CAPWAP-analyser bestämda bärförmågorna skiljer sig från resultaten erhållna från den statiska provbelastningen. För påle 23 överskattade CASE- och CAPWAP-metoderna bärförmågan med 23%. För påle 26 underskattades bärförmågan med 17%. Den statiska provbelastningen av påle 25 gav endast att brottlasten var större än 1650 kN. Brottlasten för denna påle enligt CASE- och CAPWAP-analyserna var omkring 2000 kN.

CAPWAP-analyser ger även en uppfattning om fördelningen mellan mantel- och spetslast. Dessa resultat behandlas separat i kapitel 12.

8.2 Beräknad bärförmåga

Mellan de olika beräkningsmetoderna varierar den totala bärförmågan med över 500%. En sammanställning av resultaten från de olika beräkningsmetoderna visas i tabell 4. De högsta värdena på bärförmågan erhöles med Schmertmanns metod och med beräkningar baserade på hejarsonderingsresultat. De lägsta värdena erhöles med Meyerhofs metod och enligt Handboken Bygg. Bäst överensstämmelse mellan uppmätt och beräknad bärförmåga erhöles med Schmertmanns och Bustamantes & Ganesellis metoder. Det bör noteras att jordens hållfasthetsparametrar är utvärderade från två dilatometerförsök

Tabell 4. Bärförmåga för pålarna 23, 25 och 26 bestämd enligt statisk och dynamisk provbelastning och genom olika beräkningsmetoder.

METOD	PÅLE nr	MANTEL BÄRFÖRMÅGA (kN)	SPETS BÄRFÖRMÅGA (kN)	TOTAL BÄRFÖRMÅGA (kN)
Statisk provbelastr	23	-	-	1720
	25	-	-	>1650
	26	-	-	1400
Dynamisk provbelastr CASE (4 mån)	23	-	-	1420
	25	-	-	1970
	26	-	-	1670
CAPWAP(4 mån)	23	1579	0	1579
	25	1993	109	2101
	26	-	-	-
Schmertmann*	23	1098	468	1566
	25	1067	651	1718
	26	1226	514	1740
	26	1185	759	1944
	26	1285	650	1932
	26	1111	741	1852
Begemann*	23	473	468	941
	25	393	651	1044
	26	530	514	1017
	26	480	759	1239
	26	530	650	1180
	26	416	741	1157
Bustamante & Gianeselli	23	1390	235	1624
	25	1074	326	1400
	26	1486	235	1721
	26	1206	326	1532
	26	1549	321	1870
	26	1153	446	1599

METOD	PÅLE nr	MANTEL BÄRFÖRMÅGA (kN)	SPETS BÄRFÖRMÅGA (kN)	TOTAL BÄRFÖRMÅGA (kN)
Hejarönde- ring	23	597	1468	2065
	25	950	1632	2582
	26	597	1529	2125
	26	1767	1784	3551
	26	817	1670	2487
	26	1301	1884	3135
Poulos	23	484	495	957
	25	520	475	971
	26	612	585	1168
Meyerhof	23	233	130	363
	25	251	130	381
	26	282	130	412
Bygg***	23	274	175	499
	25	549	175	729
	26	296	175	471
	26	595	175	770
	26	333	273	606
	26	666	273	939

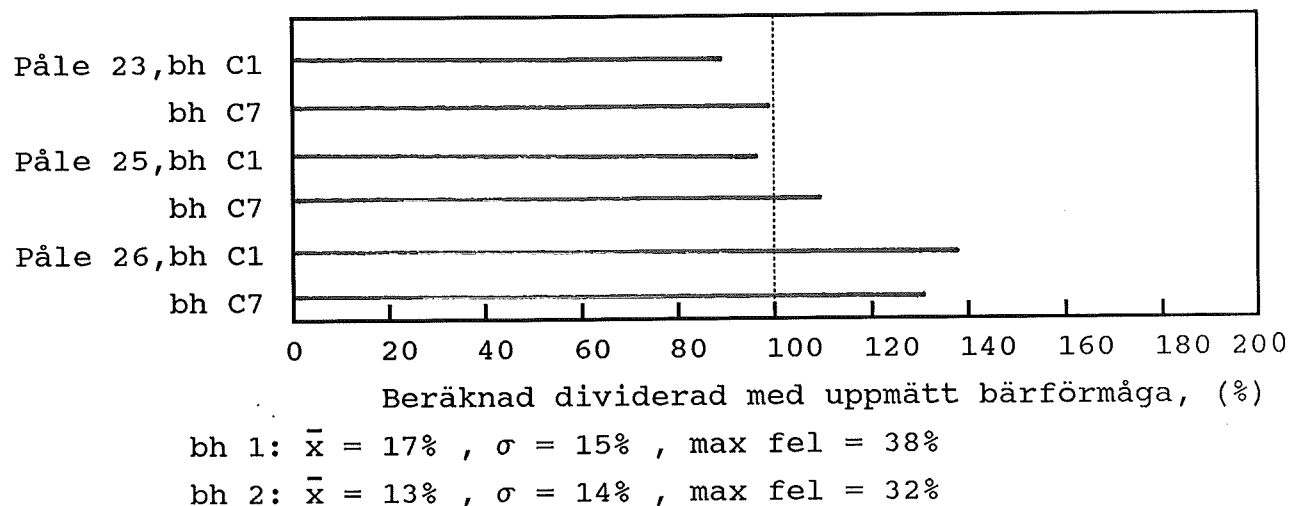
*	Första raden = borrhål 1 Andra raden = Borrhål 7
**	Första raden = borrhål 51 Andra raden = borrhål 52
***	Första raden: $K_s = 1$ Andra raden: $K_s = 2$

och att beräkningar endast är utförda med hjälp av dessa parametrar.

I figur 27, 28 och 29 visas en sammanställning av beräknad bärförmåga i förhållande till uppmätt bärförmåga för de tre olika pålarna. För varje metod är dessutom dess medelfel, maximala fel och standardavvikelse jämfört med den statistiska bärförmågan beräknad. Underlagets storlek är dock i minsta laget för att dessa uppgifter skall vara tillförlitliga. De lägsta medelfelen (13-17%) erhöles vid beräkningar enligt Bustamante & Gianceselli och Schmertmann. De maximala felen för dessa metoder var 18-38%. Bustamantes & Giancesellis metod gav resultat med en väl samlad träffbild, standardavvikelse $\sigma = 2\%$ respektive $\sigma = 14\%$. Även Poulos metod gav en acceptabel överensstämmelse med ett medelfel på 19%, ett maximalt fel på 34% och en standardavvikelse på 14%. Övriga metoder gav ett betydligt större medelfel. Meyerhofs metod t ex ger värden motsvarande ett medelfel på 71% (underskattning).

I en studie utförd av Robertson & Campanella (1988) jämfördes 8 pålars uppmätta bärförmåga med bärförmåga bestämd med 13 olika beräkningsmetoder. Undergrunden i testområdet bestod av 3 m sandfyllning överlagrande lös, organisk, silting lera ner till 15 meters djup, därunder 15 meter lös sand, 30 meter lerig silt med tunna sandskikt och 15 meter lös lerig silt. Tre av de studerade pålarna var slanka ($D_p = 324$ mm) och hade sluten spets. Dessa var slagna till 14, 17 respektive 31 meters djup. Bland de studerade beräkningsmetoderna fanns Bustamante & Gianceselli, Schmertmann och Meyerhof. Resultaten visade att Bustamantes & Giancesellis metod gav mycket god överensstämmelse. Meyerhofs gav en överskattning av bärförmågan med i genomsnitt 16% medan Schmertmanns metod gav en underskattning av bärförmågan med i genomsnitt 16%.

Metod: Schmertmann



Metod: Bustamante & Gianceselli

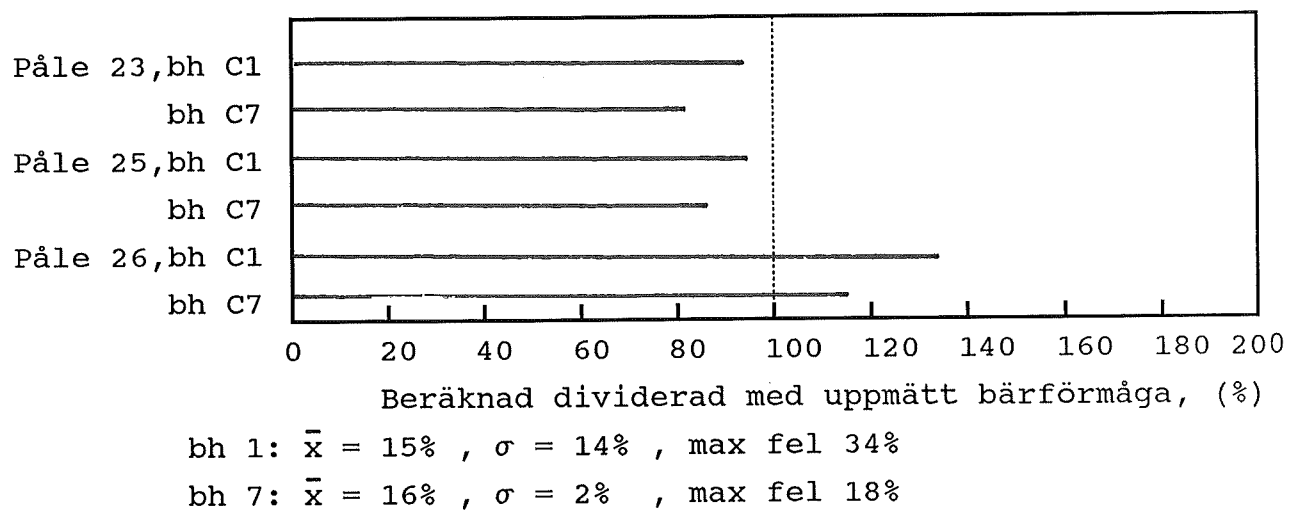
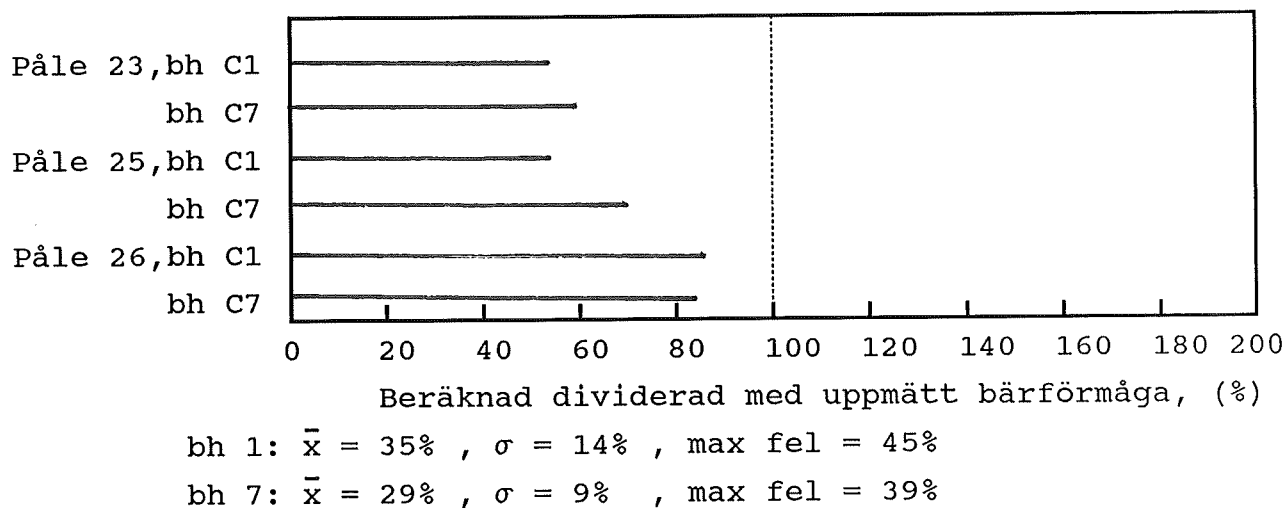


Fig. 27. Beräknad bärförmåga i förhållande till uppmätt bärförmåga enligt Schmertmann och Bustamante & Gianceselli.

Metod: Begemann



Metod: Hejarsondering

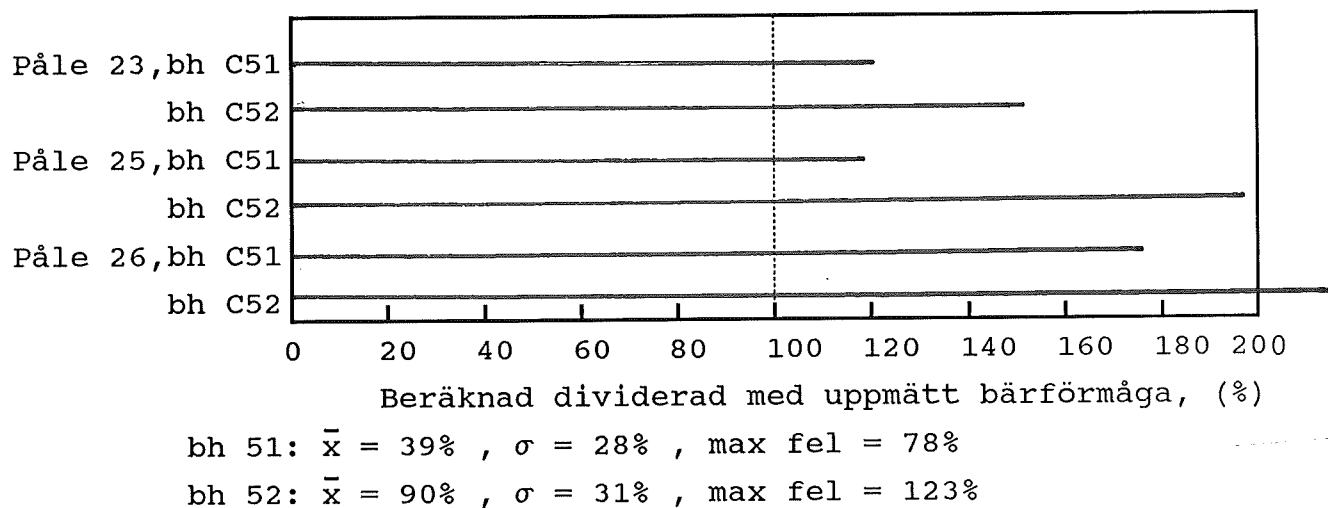
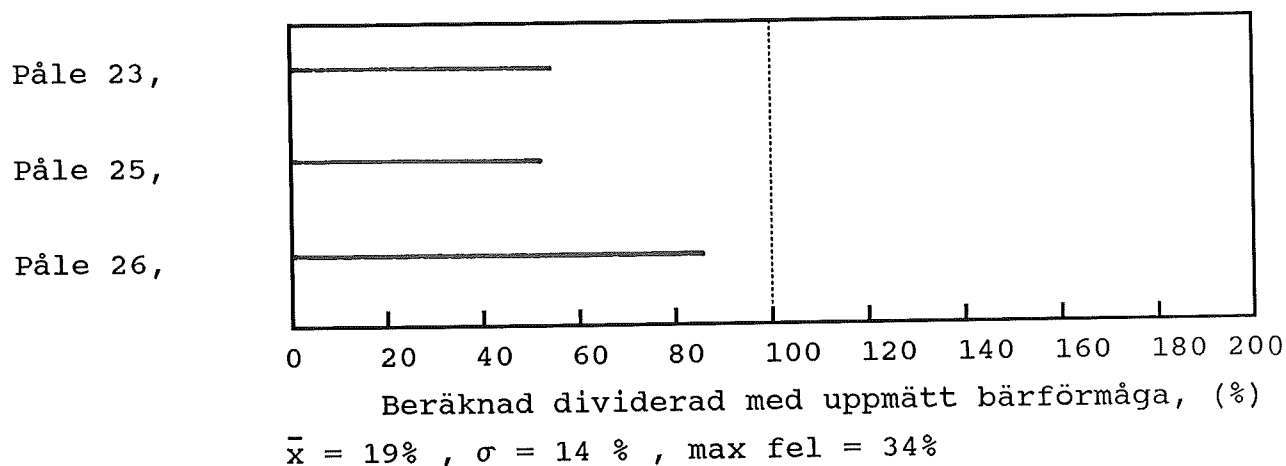
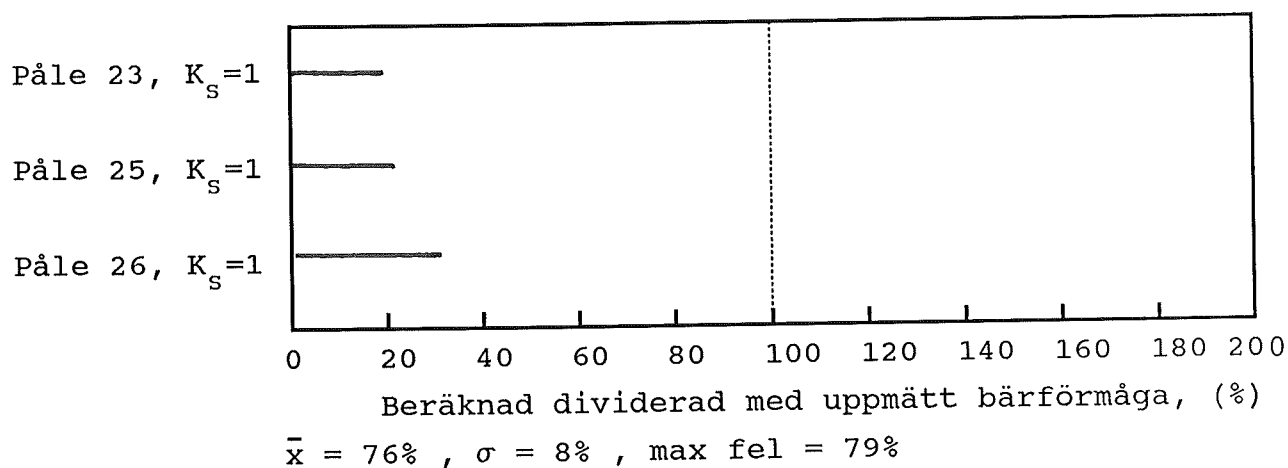


Fig. 28. Beräknad bärförmåga i förhållande till uppmätt bärförmåga enligt Begemann och hejarsondering.

Metod: Poulos



Metod: Meyerhof



Metod: Bygg

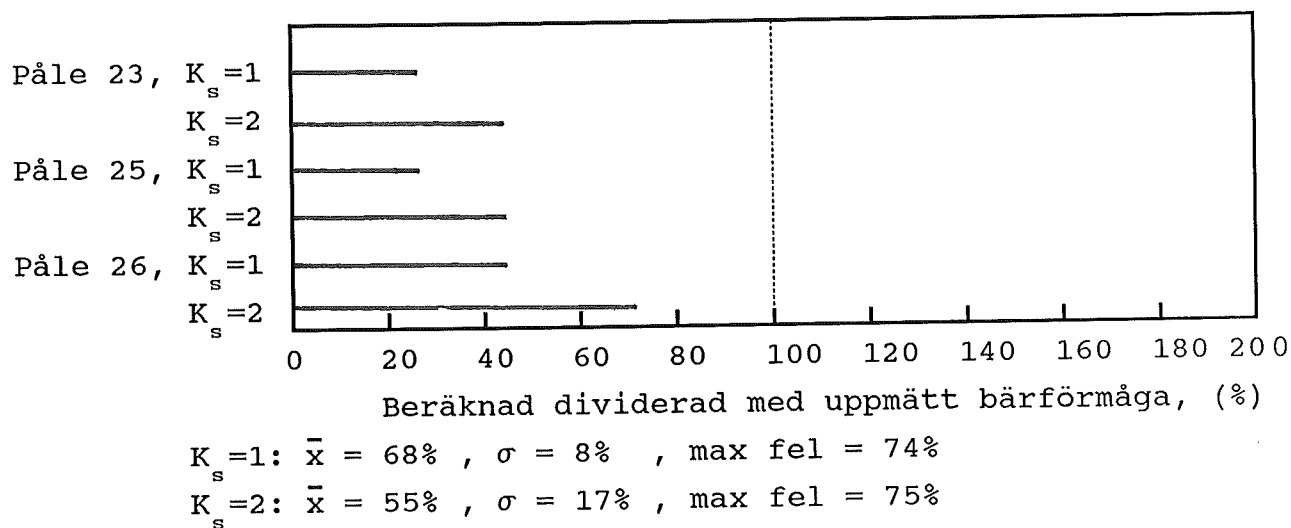


Fig. 29. Beräknad bärförmåga i förhållande till uppmätt bärförmåga enligt Poulos, Meyerhof och Bygg.

9. Beskrivning av metoder för beräkning av en påles last/förskjutningssamband

Det finns många metoder för att bestämma last/deformations-samband för en enskild påle. Metoderna skiljer sig främst när det gäller hur lasten antas överföras från påle till jord. Några metoder ger endast initiallutningen på last/förskjutningskurvan, medan andra ger hela kurvan. Alla metoder kräver emellertid att pålens brottlaster är bestämd. När man jämför kurvor erhållna från olika metoder måste man därför även veta vilken brottlaster som antagits och om den skiljer mellan de olika metoderna.

Vid dimensionering av en pålgrundläggning är man oftast inte intresserad av pålens deformation vid full brottlaster utan endast av deformationen vid brukslasten. Då är det således den första delen på last/deformationskurvan som är av intresse. Den största delen av den pålagda lasten bärs under bruksstadiet normalt av manteln, om inte pålen vilar på ett mycket stumt underlag. Detta beror på att den rörelse som erfordras för att uppnå full mantelbärförmågan är mindre än den rörelse som erfordras för att uppnå brott vid pålspetsen. Således är i många fall mantelbärförmågan avgörande för hur pålen uppträder i bruksstadiet.

I denna rapport har sex olika metoder använts för att beräkna en enskild påles last/förskjutningssamband. Metoderna beskrivs i följande kapitel (9.1.-9.6).

9.1 Beräkning enligt Sellgren

Sellgrens metod (1981) bygger på en metod framtagna av Torstensson (1973). Metoden förutsätter att hela lasten bärs av manteln. Det idealiserade förhållande mellan relativa mantelbärförmågan och relativa förskjutningen som föreslås av Sellgren visas i figur 30.

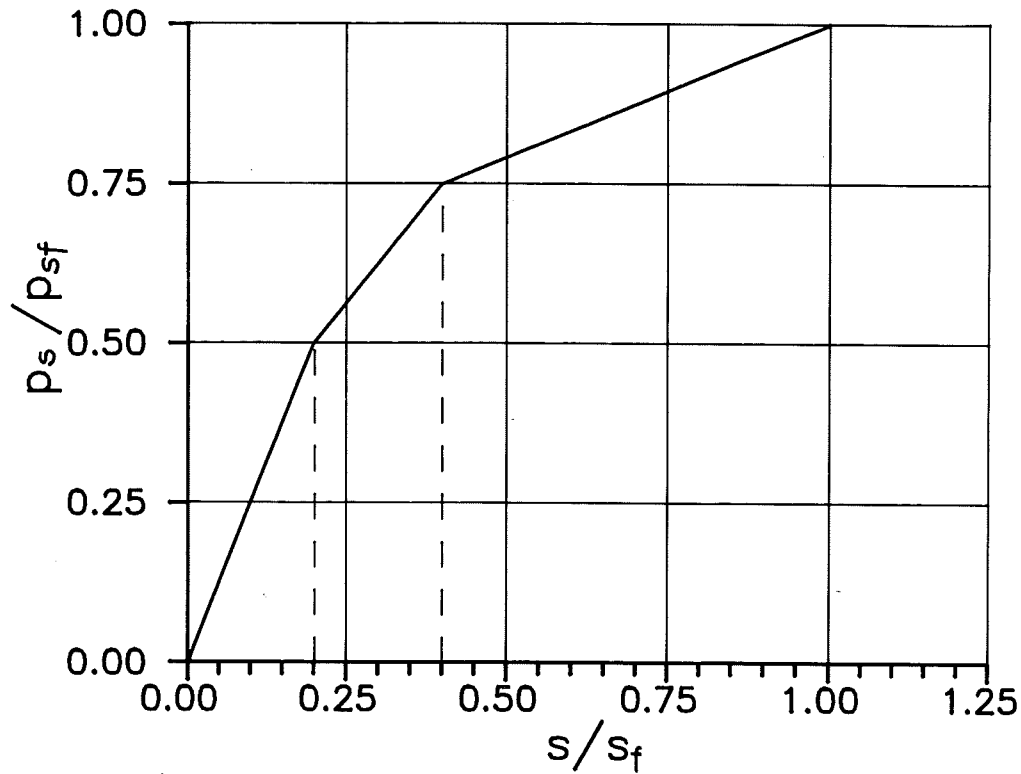


Fig. 30. Förhållande mellan relativ mantelbärförmåga och relativ förskjutning enligt Sellgren.

Förskjutningen vid halva brottlasten beräknas ur sambandet;

$$s(P_{sf}/2) = \bar{\tau}_m / \bar{K}_m$$

där $\bar{\tau}_m$ = medelskjuvspänningen längs pålens mantelyta

$\bar{K}_m$ = medelvärde längs pålens mantelyta av förskjutningsmodulen K_m

K_m = förskjutningsmodul bestämd enligt figur 31

Sättningen vid 75% av brottlasten antas vara 2 gånger sättningen vid halva brottlasten. Då brottlasten uppnås antas sättningen vara 5 gånger den sättning som erhålles vid halva brottlasten.

Jordens skjuvmodul bestäms genom sambandet

$$G_s = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)}$$

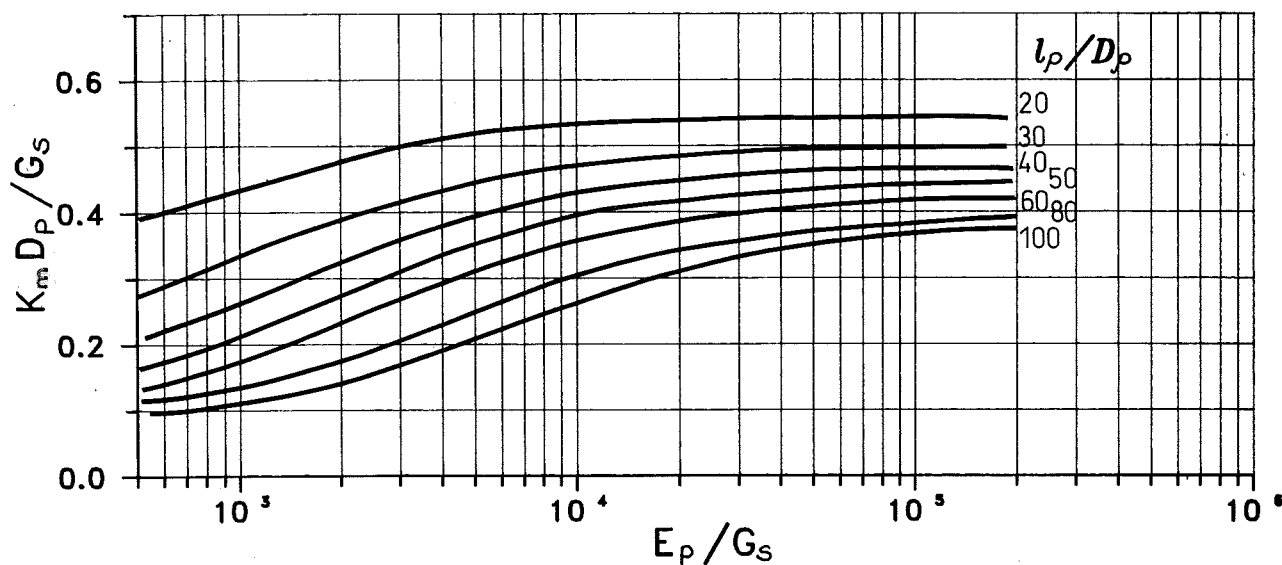


Fig. 31. Diagram för bestämning av initialsättning hos mantelburen påle (enligt Sellgren).

Sellgren föreslår att en cyklisk pressometermodul, E_c , används som värde på jordens E-modul. E_c antas vara 3 gånger det aritmetiska medelvärdet av E_{pr} längs mantelytan. Med ett Poissons tal av 0.33 erhålls

$$G_s = \frac{3 \cdot \bar{E}_{pr}}{2(1+0.33)} \approx 1.13 \bar{E}_{pr}$$

9.2 Poulos metod

Poulos metod (1980), bygger på antagande om idealelastiska egenskaper hos såväl påle som jord. Poulos totala last/förskjutningskurva är summan av förhållandet mellan förskjutning/mantellast och förskjutning/spetslast. Dessa förhållanden antages vara linjära upp till full mobilisering av mantelbärförmågan respektive spetsbärförmågan. I figur 32 visas Poulos konstruktion av en last/förskjutningskurva för friktionspålar. Brytpunkterna där maximala mantel- respektive spetsbärförmågan uppnås beräknas så som

$$P_{y1} = \frac{P_{sf}}{1-\beta}$$

$$s_{y1} = \frac{P_{y1} \cdot I}{E_s \cdot D_p}$$

$$s_u = \frac{P_{sf} \cdot I}{E_s \cdot D_p \cdot \beta} + \left[P_{pf} - \frac{P_{sf} \cdot \beta}{1-\beta} \right] \cdot \frac{l_p}{A_p \cdot E_p}$$

- där
- P_{y1} = last på påle vid fullt utbildad mantelbärförmåga
 - P_{sf} = mantelbärförmåga, bestämd enligt kap 7.5
 - P_{pf} = spetsbärförmåga, bestämd enligt kap 7.5
 - s_{y1} = förskjutning vid fullt utbildad mantelbärförmåga
 - s_u = förskjutning vid fullt utbildad spetsbärförmåga
 - β = andel av pålagd last som överförs till pålspetsen
 $= \beta_o \cdot C_k \cdot C_v$
 - β_o = andel av spetslast vid inkompressibel påle ($\nu=0.5$), enligt figur 33
 - C_k = korrektionsfaktor för pålens kompressibilitet, enligt figur 34
 - C_v = korrektionsfaktor för Poissons tal för jorden, enligt figur 35
 - I = influensfaktor = $I_o R_k R_v R_h$
 - I_o = enligt figur 36
 - R_k = korrektionsfaktor för pålens kompressibilitet, enligt figur 38
 - R_v = korrektionsfaktor för Poissons tal för jorden, enligt figur 37
 - R_h = korrektionsfaktor för jorddjup, enligt figur 39
 - E_s = medelvärde av jordens E-modul längs pålens mantelyta
 - $K = \frac{E_p A_p}{E_s \pi d^2 / 4}$; A_p = pålsektions area

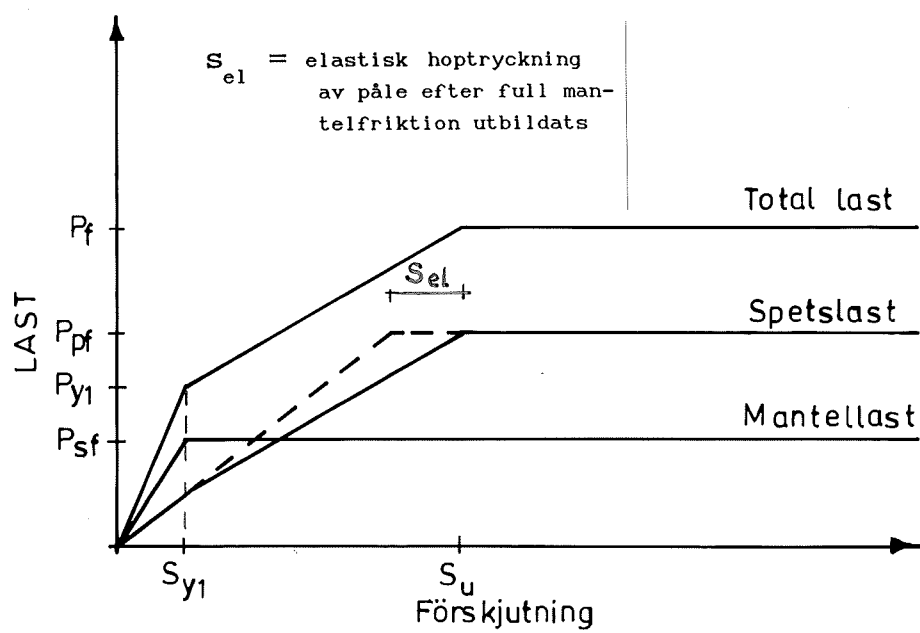
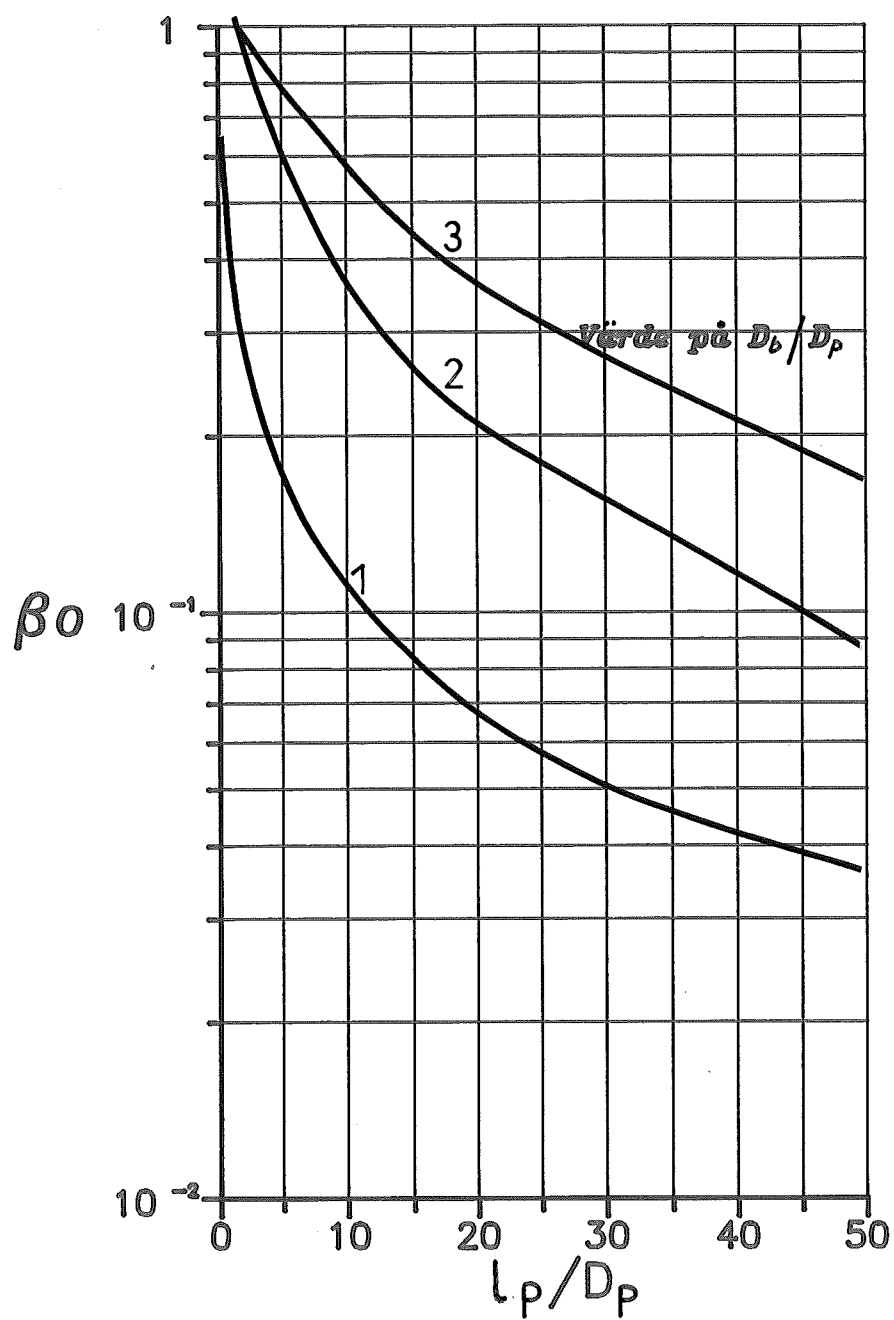


Fig. 32. Generaliserad lastförskjutningskurva (enligt Poulos).



D_b = påspetsens diameter
 D_p = pålens diameter

Fig. 33. Andel spetslast β_0 .

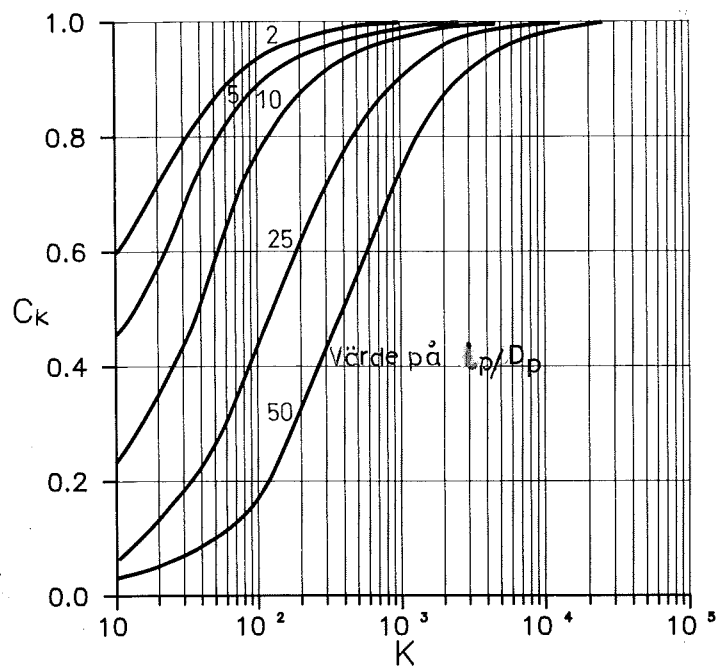


Fig. 34. Korrektionsfaktor för pålens kompressibilitet, C_k

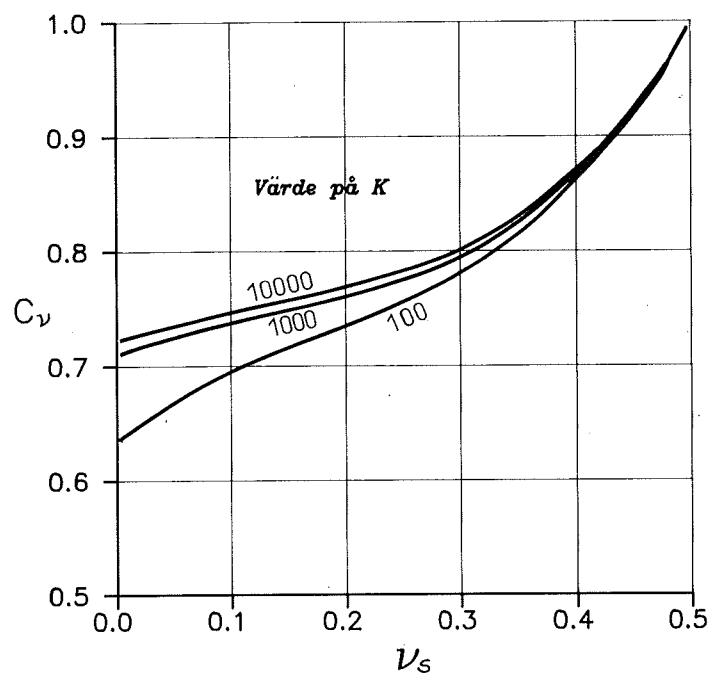


Fig. 35. Korrektionsfaktor för Poissons tal i jorden, C_v .

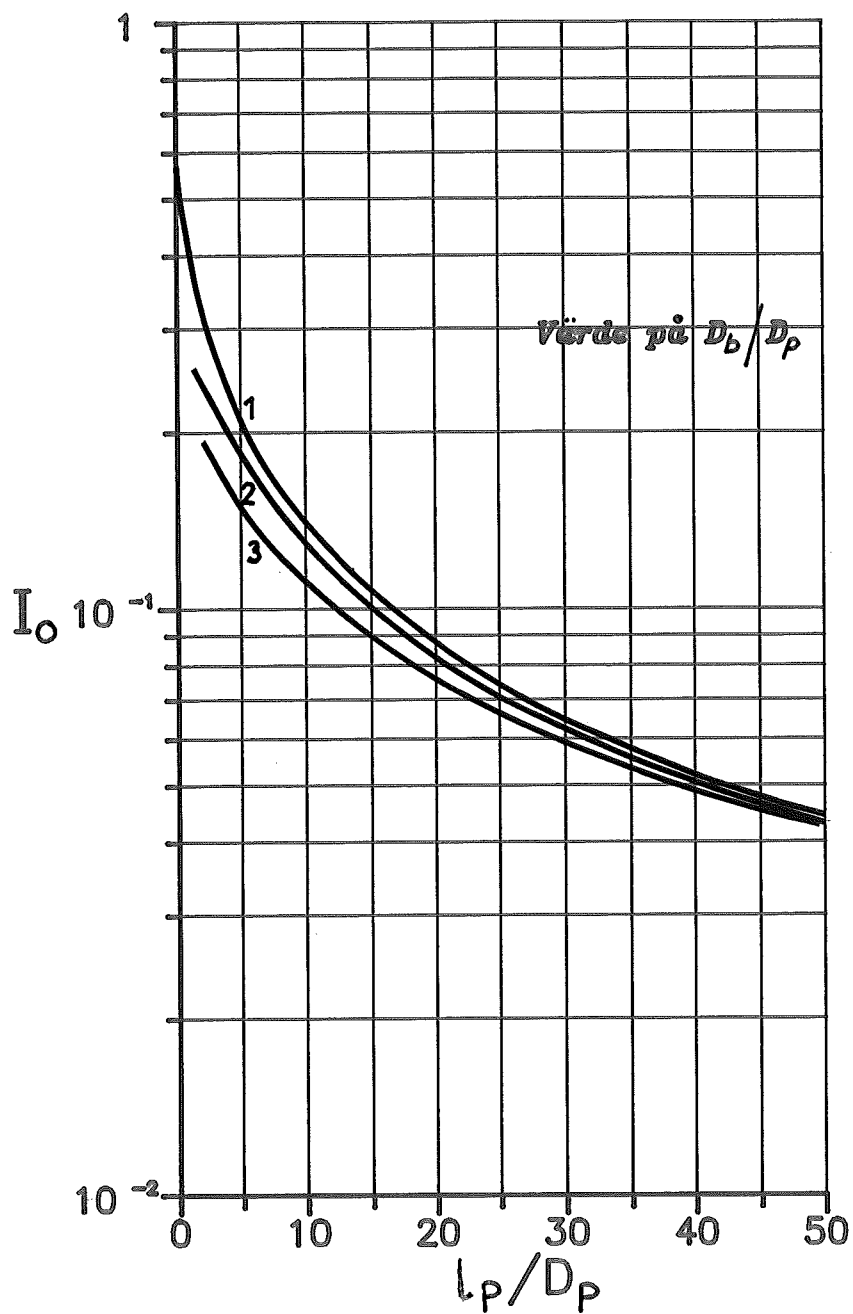


Fig. 36. Influenzfaktor I_0 .

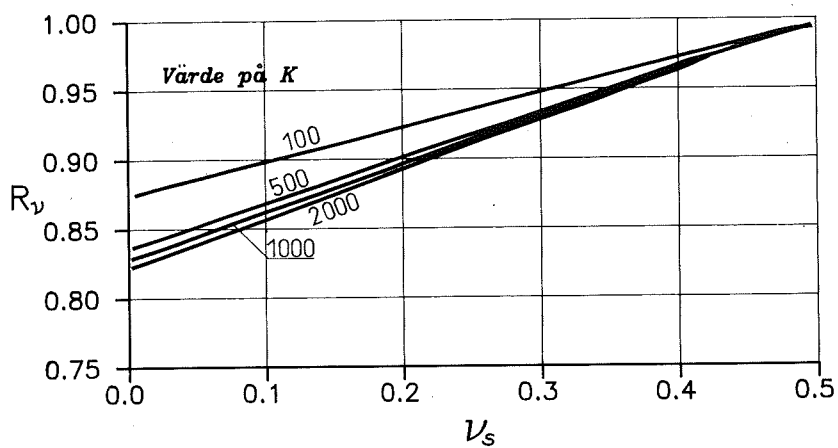


Fig. 37. Korrektionsfaktor för Poissons tal i jorden, R_v .

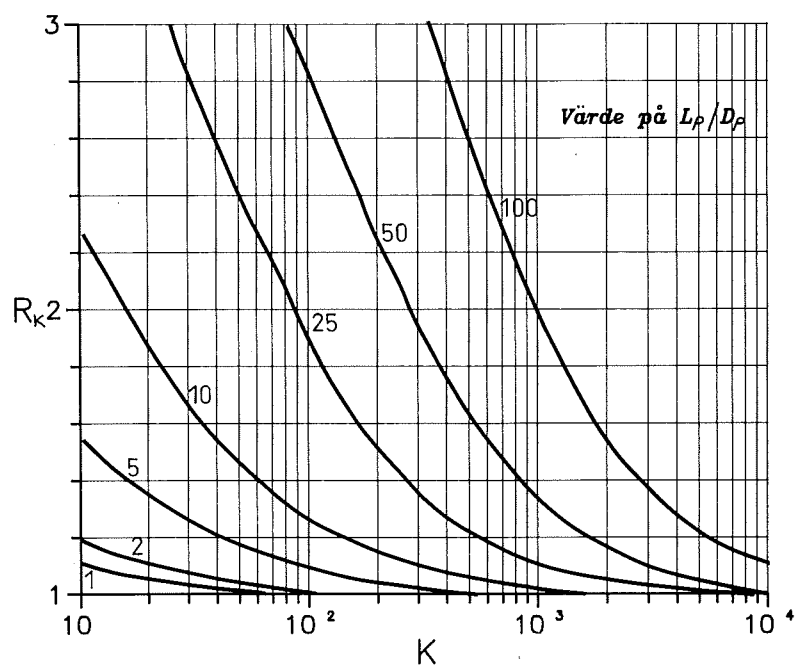


Fig. 38. Korrektionsfaktor för pålens kompressibilitet, R_k .

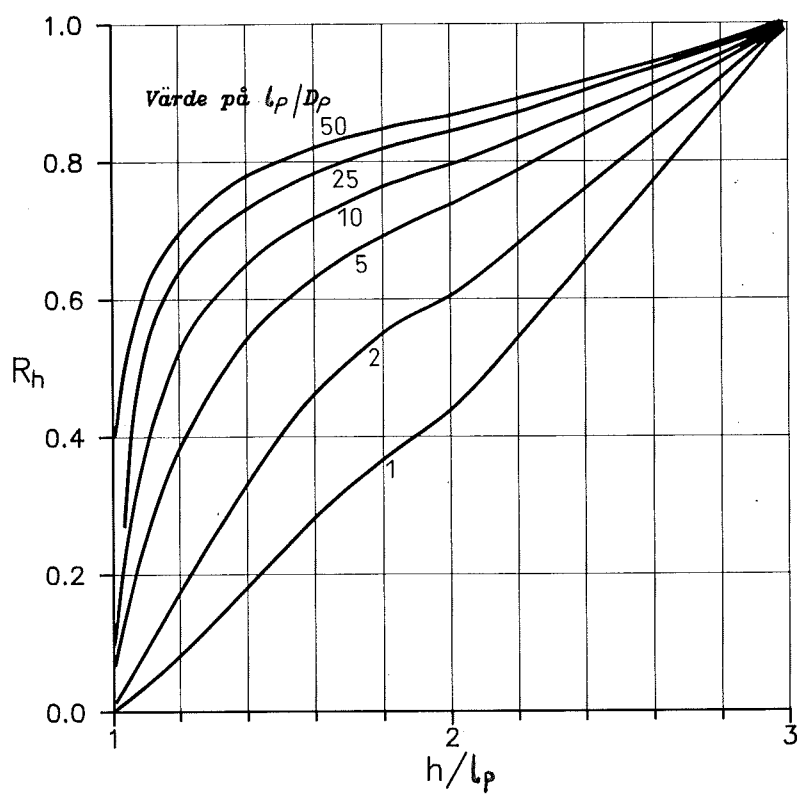


Fig. 39. Korrektionsfaktor för jorddjup, R_h .

9.3 Cassans metod

I Cassans metod (modifierad av Sellgren, 1981) beaktas både mantel- och spetsbärförmåga. Last/förskjutningskurvan antas i detta fall ha formen av en hyperbel. För en påle med kvadratisk tvärsnitt erhålles

$$s = a \cdot \frac{P}{1 - P/P_f}$$

$$\text{där } a = \frac{1 + \frac{\beta}{\Theta \cdot E_p \cdot D_p} \cdot \tanh(\Theta l_p)}{D_p (\beta + \Theta E_p D_p \cdot \tanh(\Theta l_p))}$$

$$\Theta = 2\sqrt{B/(E_p D_p)}$$

$$B = G_{pr}/L_o \text{ med } L_o = 0.3 \text{ för slagpålar}$$

$$\beta = 6E_s/(1+\nu_s) \text{ med } E_s = 3E_{pr} \text{ för slagpålar}$$

9.4 Datorprogrammet PIGLET

PIGLET (Randolph, 1983) är ett datorprogram för beräkning av initiallutningen på last/förskjutningskurvan för en enskild påle eller pålgrupper. Programmet bygger på antagande om idealelastiska egenskaper hos såväl jord som påle. Om hänsyn tas till en med djupet ökande skjuvmodul och till pålens kompressibilitet, kan påltoppens förskjutning beräknas som

$$s_i = \frac{2P}{G_s D_p} \left(1 + \frac{8l_p \tanh(\eta l_p)}{\eta(1-\nu_s) \pi \lambda D_p} \right) \left(\frac{4}{\eta(1-\nu_s)} + \frac{4\pi \rho l_p \tanh(\mu l_p)}{2r_m} \right)^{-1} \\ \mu l_p D_p \ln\left(\frac{r_m}{D_p}\right)$$

där G_s = jordens skjuvmodul

$\lambda = E_p/G_s$; E_p = pålens elasticitetsmodul

$\eta = D_b/D_p$; D_b = spetsdiameter (tex vid förstorad spets)

D_p = påldiameter

r_m = influens radie för pålen = $2.5 l_p (1-\nu_s)$

$\rho = \frac{G_s \text{ vid pålens halva längd}}{G_s \text{ vid pålspets}}$

$$\mu l_p = \sqrt{\frac{8 \cdot l_p^2}{\lambda D_p^2 \ln\left(\frac{2 \cdot r_m}{D_p}\right)}}$$

För att beräkna pålens totala last/förskjutningskurva har den enligt PIGLET erhållna initiallutningen använts tillsammans med en hyperbolisk kurvfunktion enligt

$$s = s_i \cdot \frac{P}{(1-P/P_f)}$$

där s_i = initallutning enligt PIGLET

9.5 Datorprogrammet PILESET

Datorprogrammet PILESET (Bredenberg Geo AB, 1990) beräknar bärighet och last/förskjutningskurva för en vertikalbelastad påle. Den i PILESET använda jordmodellen visas i figur 40.

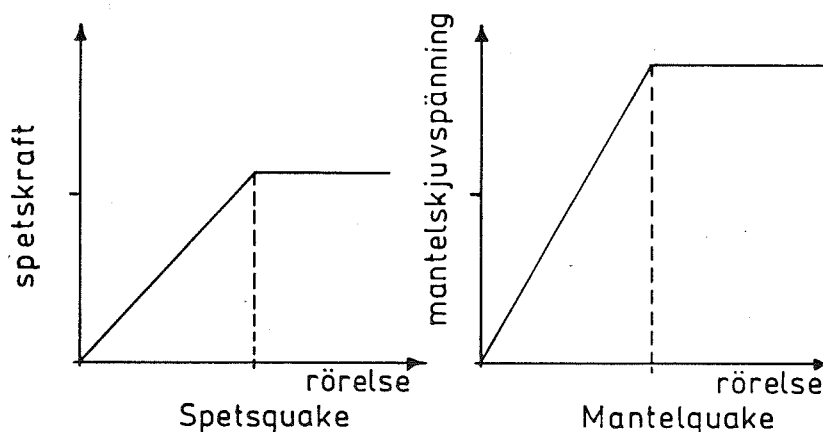


Fig. 40. Jordmodell enligt datorprogrammet PILESET.

Följande jordparametrar krävs som indata till programmet;

- Maximal mantelfriktion

Den maximala friktionen som kan mobiliseras längs mantelytan skall anges för varje pålelement. Dess värde kan t ex utvärderas från trycksondering eller CPT. För friktionspålar i sand rekommenderas ett värde av $q_c/200$ (kPa), med q_c mätt med CPT.

- "Mantelquake"

"Mantelquaken" motsvarar den förskjutning då full mantelbärförmåga uppnåtts. Dess värde kan enligt programmanualen beräknas så som

$$\text{Mantelquake} = 3 f_{\max} D_p / E_s$$

där $f_{\max}$ = maximal mantelfriktion

D_p = påldiameter

E_s = jordens elasticitetsmodul

Värdet på mantelquaken brukar antas till 2.5 mm för slagna pålar med 25-30 cm sida

- Maximalt spetstryck

Med utgångspunkt från trycksonderingsresultat eller resultat från SPT-sondering föreslår man i manualen att för sand gäller

$$q_{\max} = q_c \quad \text{eller}$$

$$q_{\max} = 400 N_{30}$$

där $q_{\max}$ = maximalt spetstryck

q_c = spetstryck från CPT

N_{30} = antal slag för 30 cm sjunkning, enligt SPT

- "Spetsquake"

Med "spetsquake" avses den spetsförskjutning som erfordras för att full spetsbärförmåga skall utbildas. Värdet kan beräknas enligt

$$\text{spetsquake} = q_{\max} D_p / E_s$$

där $q_{\max}$ = maximalt spetstryck

Enligt manualen rekommenderas ett värde motsvarande 5-10% av påldiametern. Spetsquakens värde har i hög grad visat sig påverka beräkningsresultatet, se avsnitt 12.5.

9.6 Hyperbel med initiallutning och brottvärde enligt Poulos

Pålarnas last/förskjutningssamband beräknas med en hyperbolisk funktion enligt

$$s = s_i \cdot \frac{P}{(1 - P/P_f)}$$

där den initiallutning, s_i , och det brottvärde, P_f , som beräknats med Poulos metod (kap. 7.5 och 9.2) använts.

10. Resultat från beräkning av tre pålars last/förskjutningssamband

De flesta av de använda metoderna för att beräkna en påles bärförmåga, kräver kännedom om jordens elasticitetsmodul, E_s . Den har i denna rapport utvärderats från det värde på kompressionsmodulen, M , som erhållits från resultaten från dilatometerförsöken. De värden på kompressionsmodulen som erhållits i borrhål C4 har generaliserats till nedanstående kurva, figur 41.

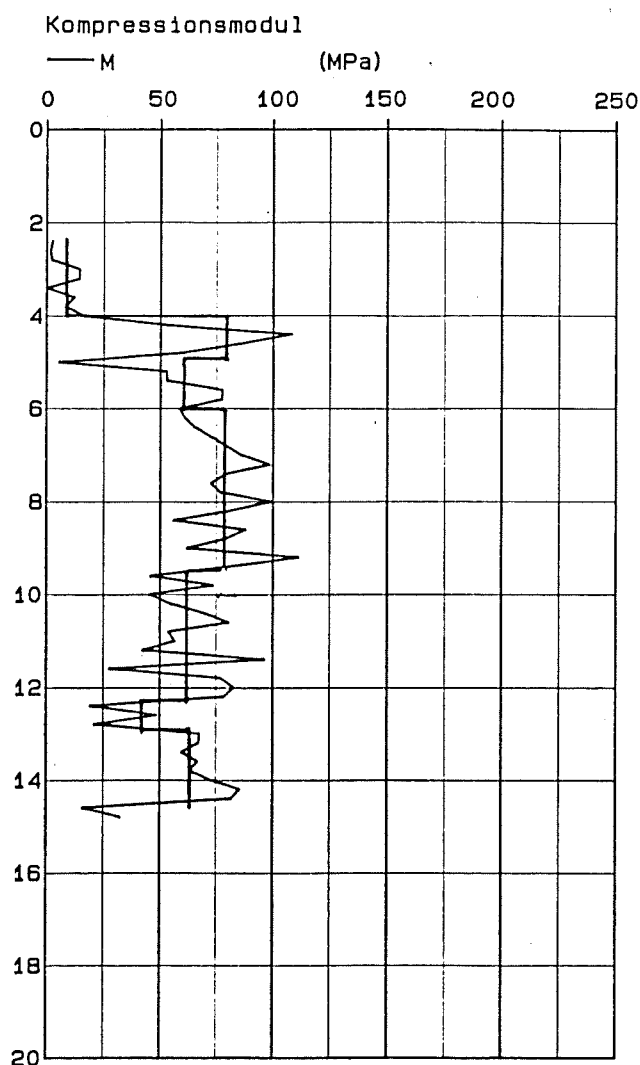


Fig. 41. Generaliserat kompressionsmoduldiagram för borrhål C4.

E-modulen beräknas därefter genom sambandet;

$$E_s = \frac{M(1+\nu_s)(1-2\nu_s)}{1-\nu_s} \quad \text{där } \nu_s \text{ antagits ha värdet } 0.33.$$

E-modulens aritmetiska medelvärde är beräknat till 40 MPa för borrhål C4.

10.1 Beräkning enligt Sellgren

För att beräkna en påles last/förskjutningskurva enligt Sellgren krävs kännedom om jordens pressometermodul. Då inga pressometerförsök utförts i kvarteret Ön har E-modulen utvärderad från dilatometern använts och satts lika med pressometermodulen. Medelskjuvspänningen, $\bar{\tau}_m$, har beräknats från den statiska provbelastningens brottvärde. För påle 25, där inget brottvärde erhöles, har brottvärde antagits till 2000 kN.

De erhållna last/förskjutningskurvorna visas i figur 42. För påle 23 är den totala förskjutningen beräknad till 10.5 mm och förskjutningen vid halva brottlasten till 2.1 mm. För påle 25 är förskjutningen beräknad till 2.5 mm vid halva brottlasten och till 12.6 mm vid totala lasten. För påle 26 är motsvarande värden 1.4 mm respektive 7.2 mm. Orsaken till de lägre värdena för påle 26 är att pålen har en jämförelsevis låg brottlast.

10.2 Poulos metod

För att ta fram last/förskjutningskurvor har använts de värden på spets- och mantelbärförmågan som tidigare beräknats enligt Poulos, (kap 7.5). Förskjutningen då full spetsbärrighet uppnås blir emellertid orimligt stor med denna metod. För t ex påle 23, krävs en förskjutning på 295 mm för att uppnå full spetsbärförmåga. Anledningen till detta är att de studerade pålarna är mycket långa och slanka i

förhållande till de pålar Poulos byggt sin teori på. De beräknade last/förskjutningskurvorna redovisas i figur 43.

10.3 Cassans metod

I Cassans metod har som brottlast använts den brottlast som uppmätts vid den statiska provbelastningen. För påle 25, där ingen egentlig brottlast kunde utvärderas, har brottlasten antagits till 2000 kN. Initiallutningen, a , för påle 23 och 25 beräknades till $3.6 \cdot 10^{-3}$ mm/kN. För påle 26 beräknades a till $2.8 \cdot 10^{-3}$ mm/kN. Last/deformationskurvorna visas i figur 44.

10.4 Datorprogrammet PIGLET

Som brottlast har även i denna metod använts de värden som uppmätts vid den statiska provbelastningen. För påle 25 har antagits brottvärdet 2000 kN. Last/deformationskurvans initiallutning för påle 23 beräknades enligt PIGLET till $3.5 \cdot 10^{-3}$ mm/kN, för påle 25 gav PIGLET initiallutningen $3.3 \cdot 10^{-3}$ mm/kN, och $3.2 \cdot 10^{-3}$ mm/kN erhöles för påle 26. Last/deformationskurvorna visas i figur 45.

10.5 Datorprogrammet PILESET

Det i manualen angivna uttrycket för beräkning av "mantelquaken" gav låga värden för pålarna i kvarteret Ön. Dess beräknade värde låg omkring eller strax under 1.0 mm. Eftersom det rekommenderade värdet är 2.5 mm antogs detta istället. Även det angivna uttrycket för beräkning av spetsquake visade sig stämma dåligt med de rekommenderade värdena. En spetsquake motsvarande 5-10% av påldiametern rekommenderades medan formeln gav ett värde motsvarande 30-40% av påldiametern beräknat med den E-modul som utvärderats enligt dilatometerresultaten. Vid pålspetsen fås dock en förhöjd E-modul till följd av pålslagningen (Sellgren, 1981). Ett värde på 3 gånger den utvärderade E-

modulen ger en spetsquake motsvarande 10% av påldiametern. Beräkningarna utfördes med ett värde på spetsquake motsvarande såväl 5 som 10% av påldiametern. Ett mindre värde på spetsquaken innebär en mindre förskjutning innan full spetsbärförmåga uppnås dvs att pålen uppträder styvare. De erhållna last/förskjutningskurvorna beräknade med spetsquaken antagen till 5% av påldiametern redovisas i figur 46.

PILESET beräknar även bärförmågan för pålen genom att integrera de givna maximala mantelfriktionerna över pållängden och till detta addera spetslasten (beräknad som $q_c \cdot A_p$). För påle 23 beräknades bärförmågan till 1107 kN, för påle 25 till 1169 kN, och för påle 26 till 1367 kN. Dessa värden överensstämmer väl med de värden på bärförmågor som beräknades med Begemanns metod (se kap 7.2 och tabell 4).

10.6 Hyperbel med initiallutning och brottvärde enligt Poulos

Genom att använda den initiallutning och det brottvärde som beräknats med Poulos metod, i en hyperbolisk funktion erhöles de last/förskjutningskurvor som redovisas i figur 47. Denna metod gav en stor deformation (6-8 mm) redan vid brukslasten 600 kN.

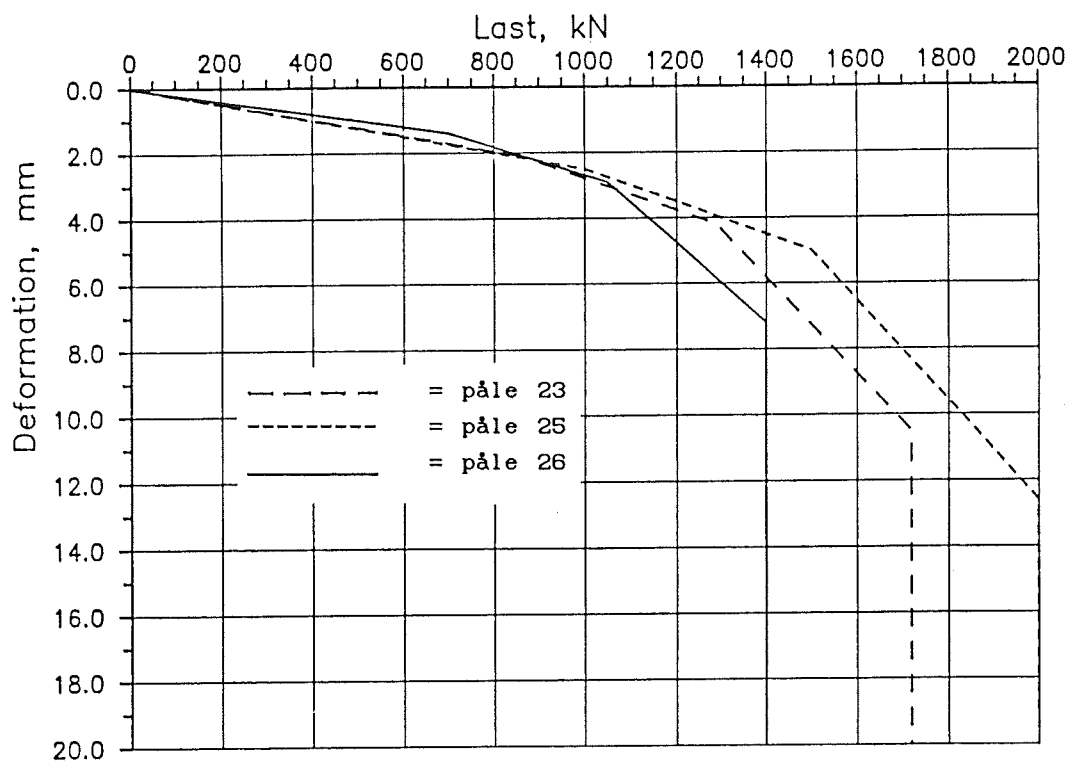


Fig. 42. Lastförskjutningskurvor beräknade enligt Sellgren.

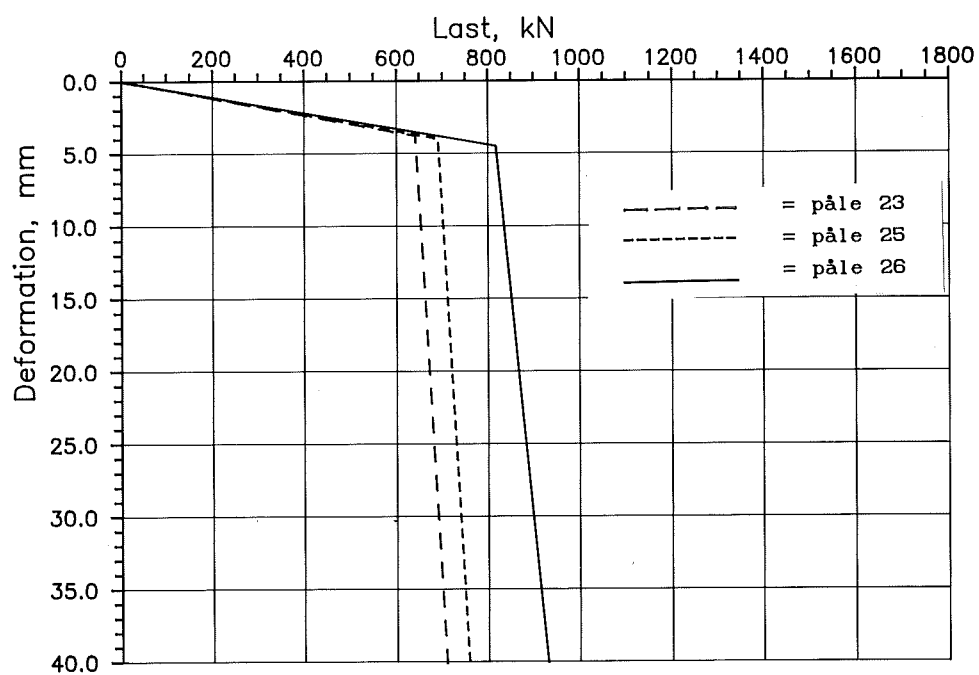


Fig. 43. Lastförskjutningskurvor beräknade enligt Poulos.

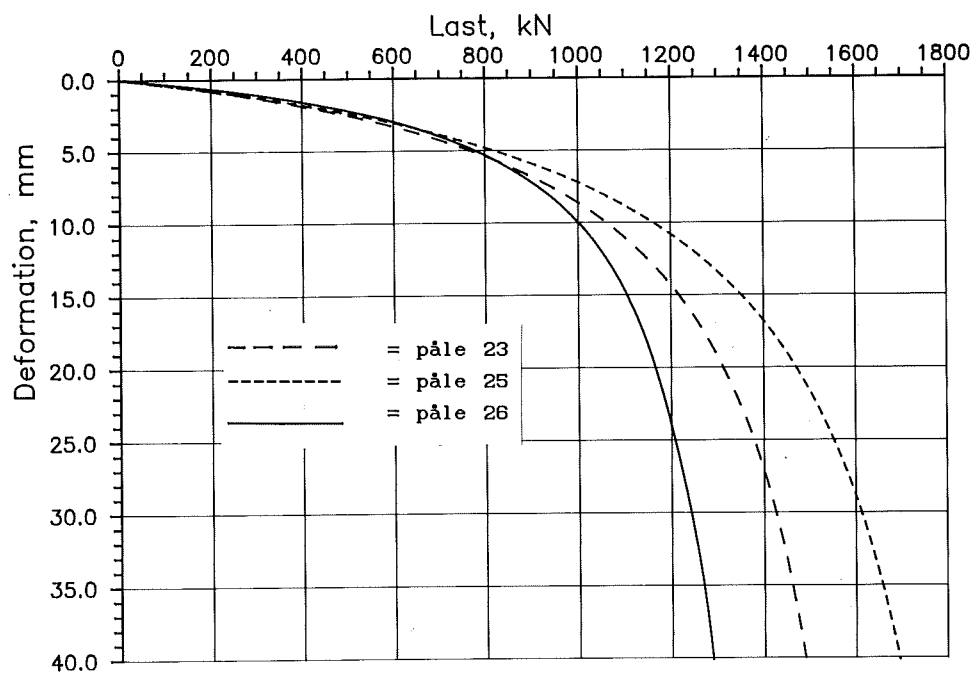


Fig. 44. Lastförskjutningskurvor beräknade enligt Cassan.

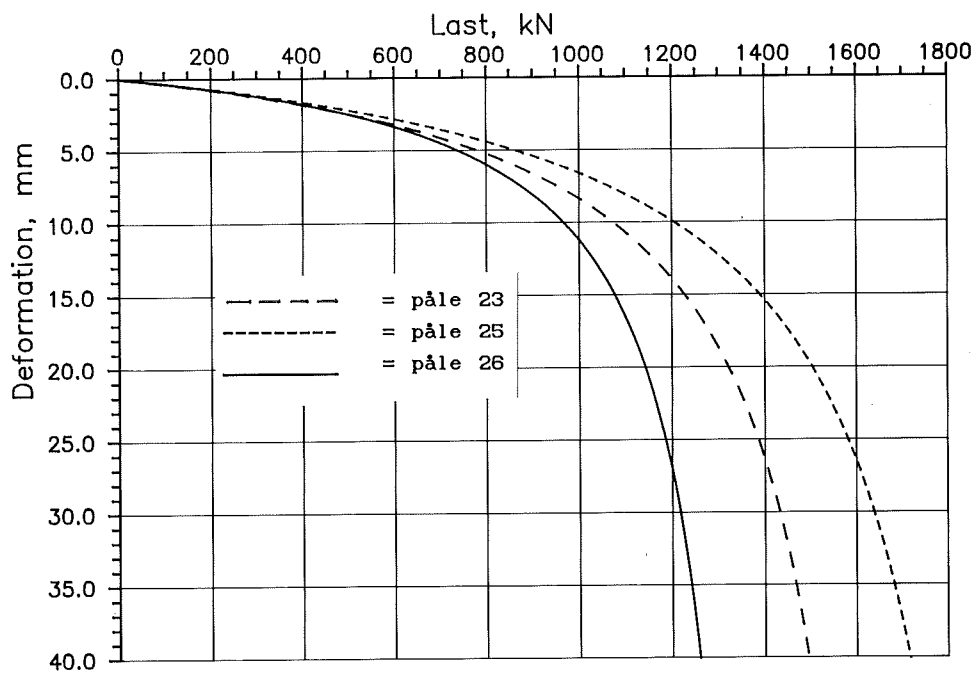


Fig. 45. Lastförskjutningskurvor beräknade med initial lutning med datorprogrammet Piglet.

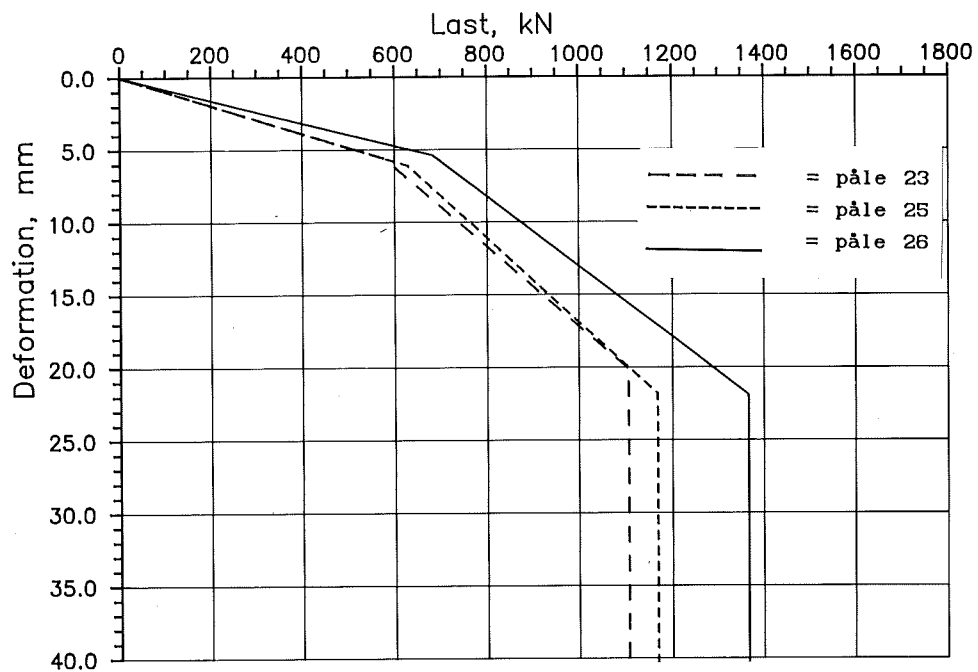


Fig. 46. Lastförskjutningskurvor beräknade med datorprogrammet Pileset.

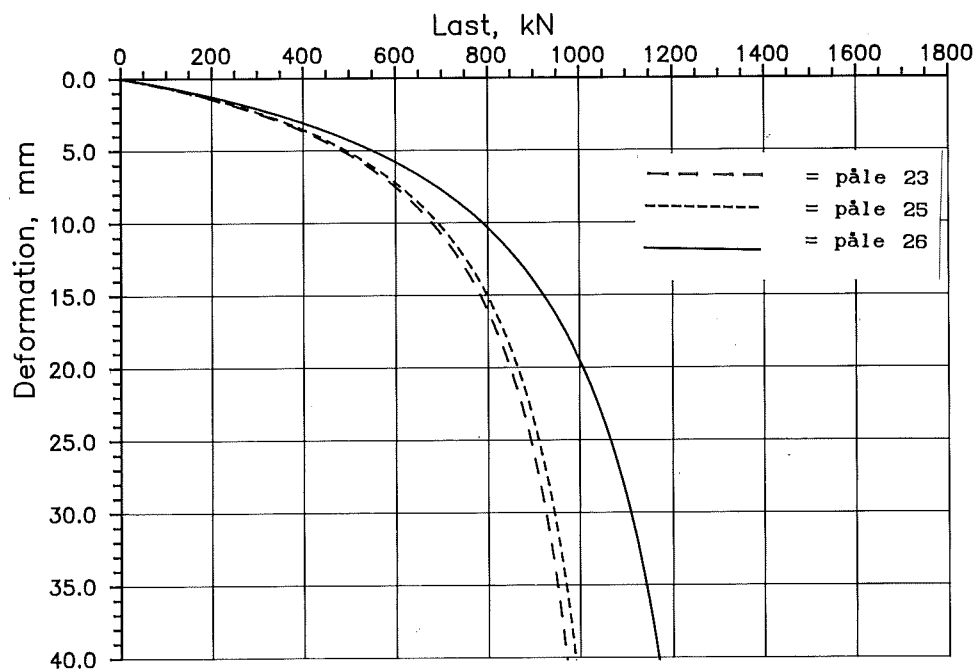


Fig. 47. Lastförskjutningskurvor med initiallutning och brottvärde enligt Poulos.

11. Jämförelse mellan beräknad och uppmätt last/förskjutningssamband

I figur 48, 49 och 50 redovisas de last/förskjutningskurvor som erhållits från beräkningarna (kap 10) tillsammans med de uppmätta kurvorna från den statiska provbelastningen. Eftersom inte alla kurvor är framtagna med samma brottlast går det ej att jämföra hela kurvorna direkt. Som diskuterats tidigare är kanske inte heller hela last/förskjutningskurvan upp till brottlasten intressant.

De beräkningsmetoder som överensstämde bäst med provbelastningsresultaten var Piglet, Cassan och Poulos. Dessa gav last/deformationskurvor som var mycket lika provbelastningsresultaten upp till ca 800 kN vilket motsvarar 200 kN över brukslasten. Beräkningar enligt Sellgren gav genomgående ett styvare last/förskjutningssamband än vad provbelastningen visade. En förklaring till detta kan vara att all last antas bäras av manteln i denna metod. Den i beräkningen använda brottlasten består dock både av spets- och mantelbärförmåga. Eftersom spetsens andel av den totala bärförmågan är liten (<10% , enligt CAPWAP se kap. 12) är det ändå inte hela förklaringen. Sämst överensstämmelse erhöles vid beräkning med Pileset och med beräkning baserad på en hyperbelform med initiallutning och brottvärde enligt Poulos.

11.1 Påle 23

Beräkningar enligt Sellgren, Piglet (med antagen hyperbelform) och Cassan baseras alla på den brottlast som utvärderats från den statiska provbelastningen. Som visas i figur 48 gav beräkningar enligt Cassan och Piglet god överensstämmelse med den uppmätta last/förskjutningskurvan upp till ungefär 900 kN. Eftersom brottlasten är 1720 kN motsvarar 900 kN ungefär halva brottlasten. Dessa metoder gav alltså en bra överensstämmelse mer än väl över pålens brukslast (600 kN).

Beräkningen enligt Sellgren gav dock en mindre deformation än vad mätningarna visade under hela upplastningsskedet.

De övriga tre metoderna bygger på andra brottlaster. Trots detta stämmer beräkningarna enligt Poulos väl med de uppmätta upp till drygt 600 kN (brukslasten). Resultat från Pileset och beräkningar baserade på hyperbelform och med initiallutning och brottvärde enligt Poulos (benämnd "Hyperbel") stämmer dock dåligt. Dessa ger alltför stora deformationer.

11.2 Påle 25

För påle 25 erhöles ingen brottlast från den statiska provbelastningen men last/deformationskurvan upp till böjbrottet vid 1500 kN och de beräknade kurvorna visas i figur 49. Beräkningarna enligt Sellgren, Piglet och Cassan bygger alla på en antagen brottlast av 2000 kN (CAPWAP-analysen gav 2100 kN). Beräkningarna enligt Cassan och Piglet gav god överensstämmelse med uppmätt last/deformationskurva upp till 1200 kN (dubbla brukslasten) medan beräkningarna enligt Sellgren gav ett styvare last/deformationssamband än det uppmätta. Beräkningarna enligt Poulos, som bygger på en brottlast bestämd enligt Poulos metod, gav en mycket god överensstämmelse upp till 700 kN, vilket är 100 kN över brukslasten. De övriga två metoderna, Pileset och med antagen hyperbelform med initiallutning och bärförmåga enligt Poulos, gav emellertid för stora deformationer.

11.3 Påle 26

Resultat från beräkningar av last/förskjutningskurvor för påle 26 visar att Cassans och Poulos metoder gav god överensstämmelse med den uppmätta kurvan upp till 800 kN (se figur 50). Beräkningar enligt Sellgren gav ett något styvare samband mellan last och deformation än vad provbelastningen visade. Överensstämmelsen är ändå god emellan.

Beräkningar enligt Piglet gav en god överensstämmelse upp till 700 kN och därefter ett för vekt samband. Övriga metoder (Pilesat och hyperbeln med initiallutning och brottvärde enligt Poulos) gav även här ett för vekt samband.

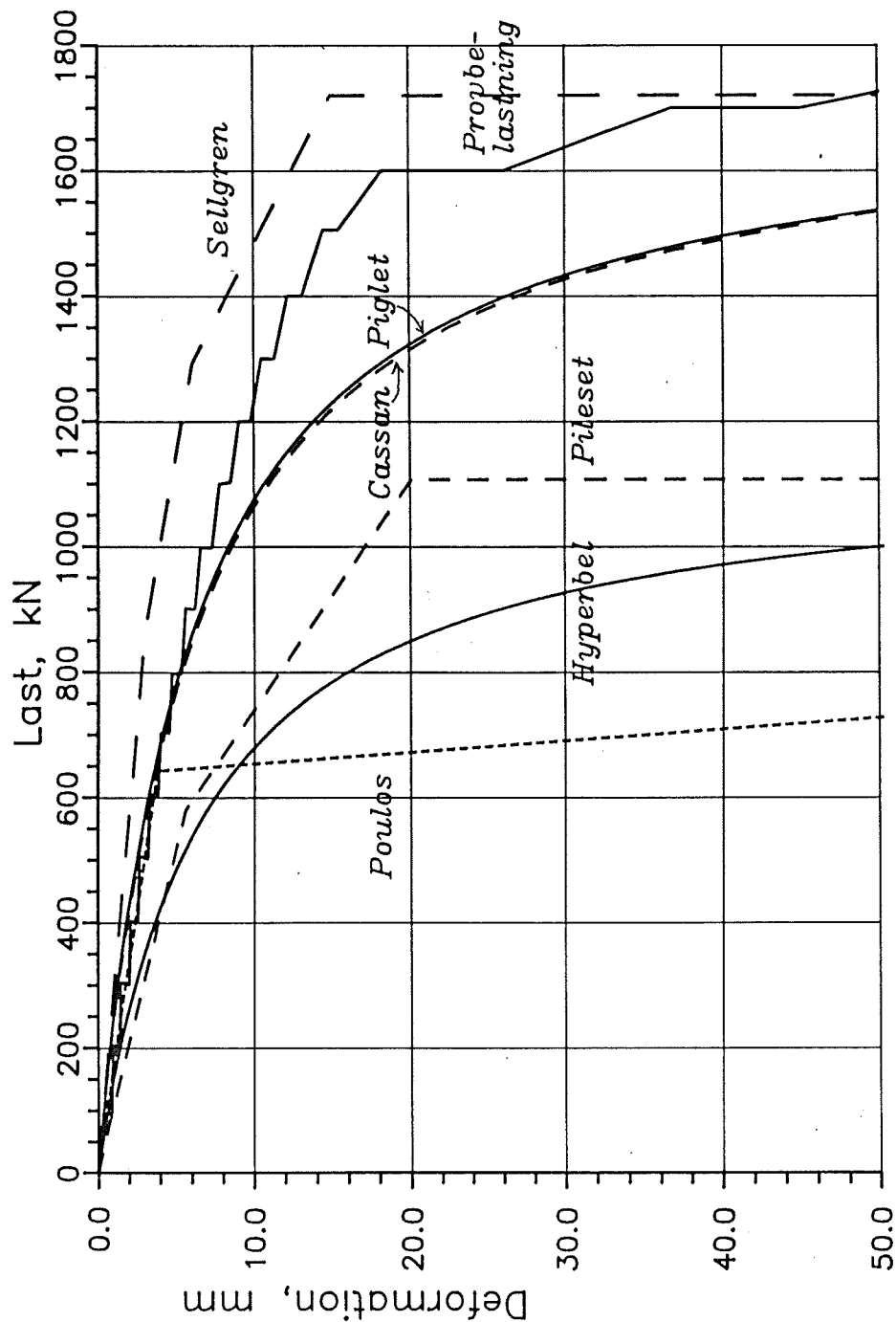


Fig. 48. Beräknade och uppmätta last/förskjutningskurvor för påle 23.

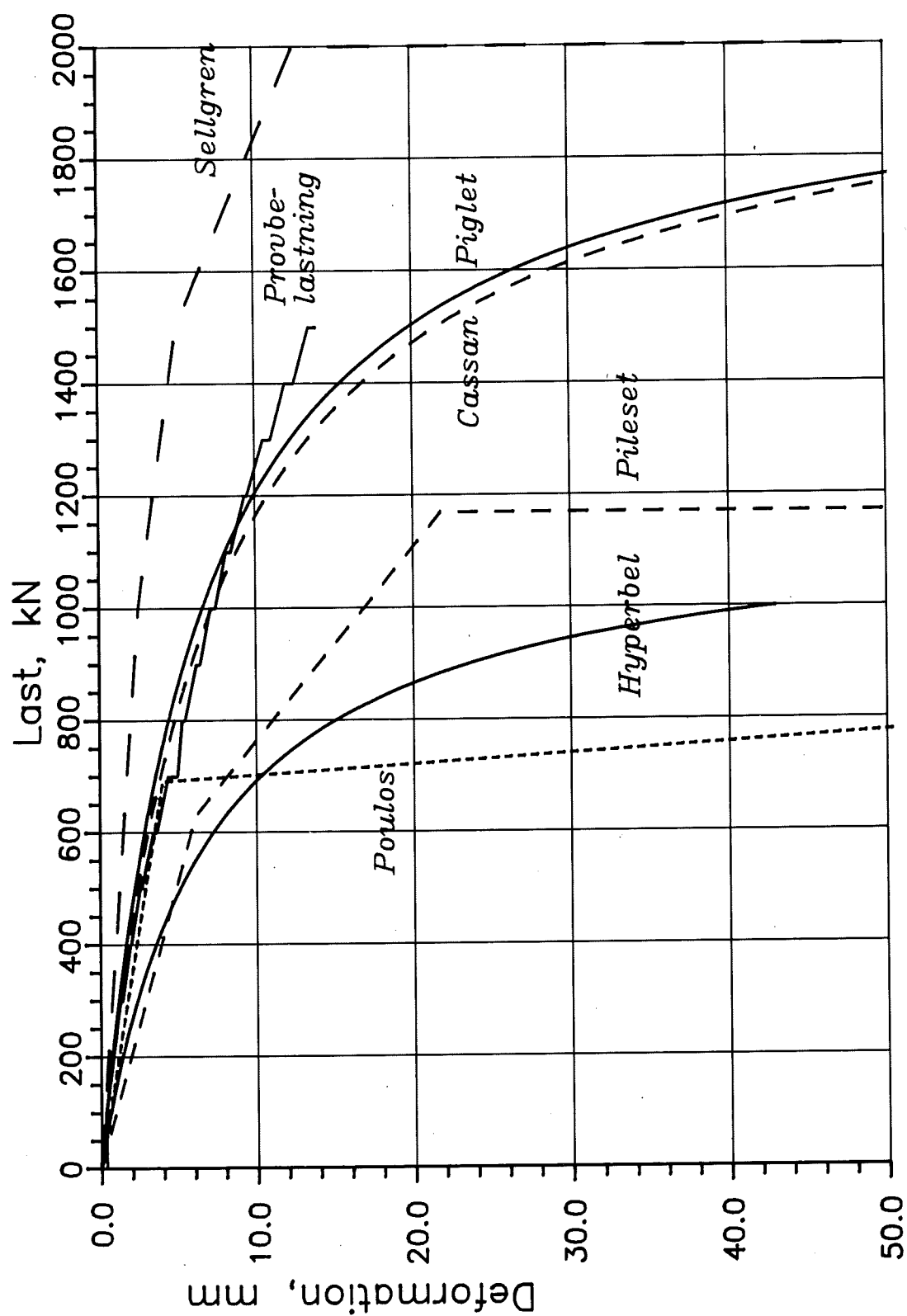


Fig. 49. Beräknade och uppmätt last/förskjutningskurvor för påle 25.

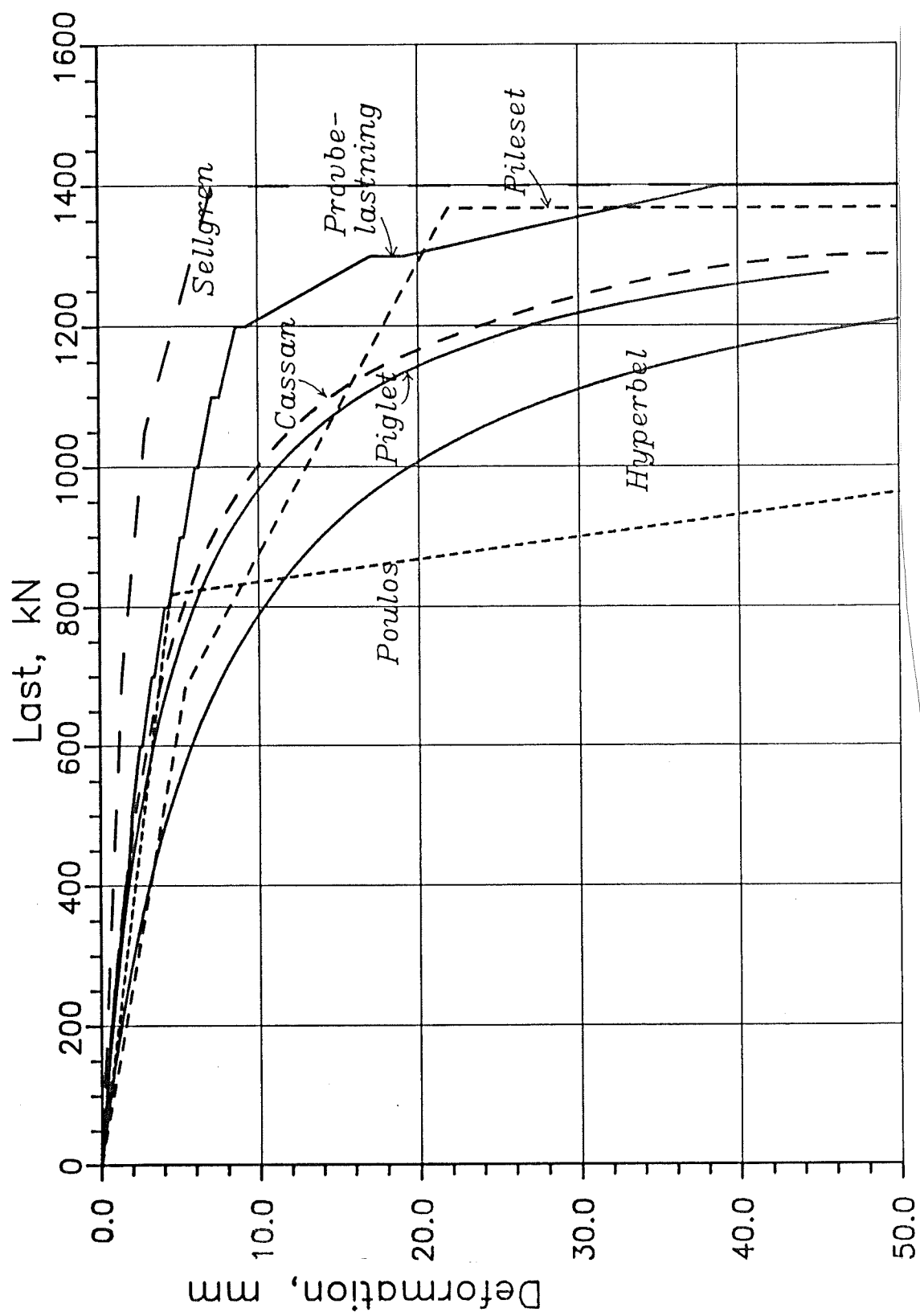


Fig. 50. Beräknade och uppmätt last/förskjutningskurvor för påle 26.

12. Studie av fördelning mellan mantel- och spetslast

Vid en analys enligt CAPWAP-metoden av en påles bärförmåga erhålls dels hur stor del av lasten som bärs av manteln, dels hur stor del som bärs av spetsen. I figur 51 visas den fördelning av lasten längs pålen som erhöles vid CAPWAP-analys en vecka efter pålning för påle 26 och påle 29. Som framgår av figuren bär påle 29 mer på spetsen än vad påle 26 gör. Påle 29 bär 8% av den totala lasten på spetsen medan motsvarande värde för påle 26 är endast 4%.

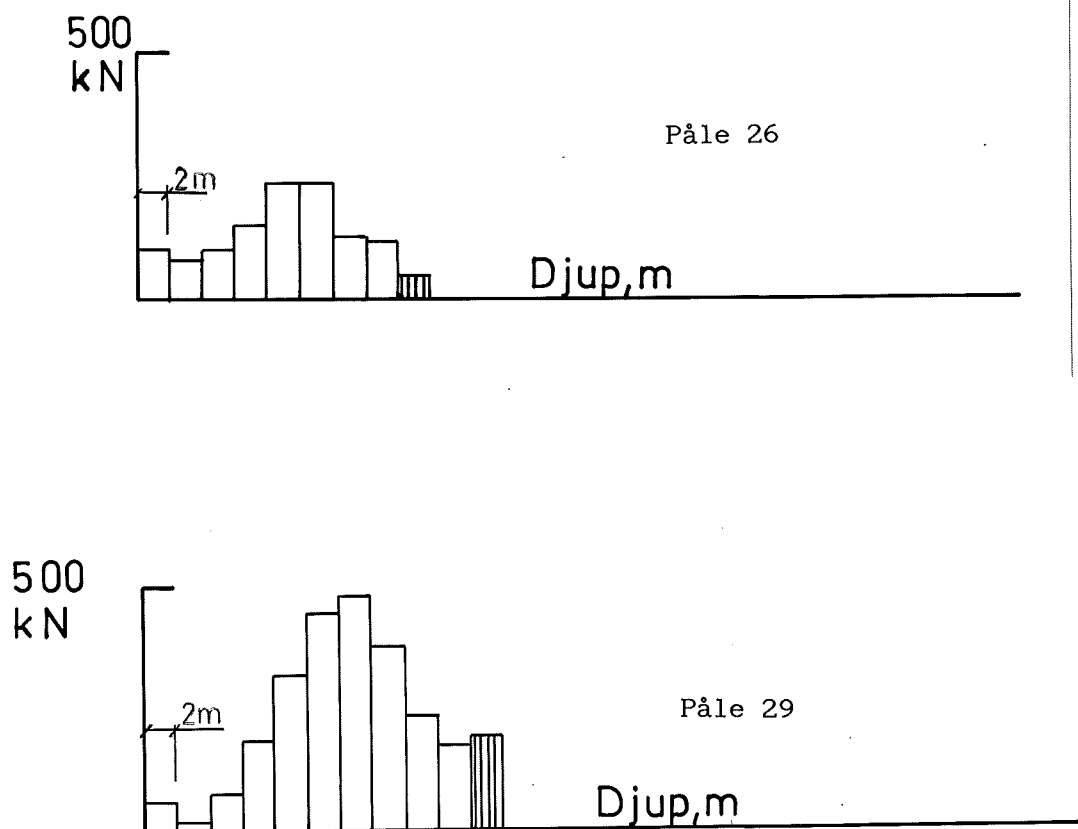


Fig. 51. Lastens fördelning längs påle 26 och påle 29 framtagen med CAPWAP-analys.

Resultat från CAPWAP-analysen för övriga pålar visar också att den övervägande delen av den totala lasten bärs av manteln. För åtta av de totalt tolv pålarna som efterslogs utgjorde spetslasten mindre än 10% av den totala lasten. Övriga fyra pålar hade en spetslast motsvarande mellan 10 och 30%.

De två beräkningsmetoder som gav bäst överensstämmelse med uppmätt bärförmåga, Schmertmanns och Bustamante & Gianceselli, visar också att den största delen av lasten bärs av manteln. Enligt Bustamante & Gianceselli är spetsens andel av den totala bärförmågan mellan 15 och 30%. Schmertmanns metod gav att 30-40% bärs av spetsen.

Två beräkningsmetoder visar på ett rakt motsatt förhållande, dvs att spetsen bär mer än manteln. Beräkningar baserade på resultat från hejarsondering och enligt Begemanns metod gav att 50-70% av totala bärförmågan utgörs av spetsbärförmåga. Övriga metoder visar på en ganska jämn fördelning mellan mantel- och spetsbärförmåga.

13. Referenser

- Berezanzev, V.G., Kristoforov, V.S., Golubkov, V.N. 1961. *Bearing capacity and deformation of piled foundations*. Proc. 5th Int Conf on Soil Mech and Found Engng. Vol. 2. Montreal.
- Beringen, F.L., Windle, D., van Hooydenk, W.R. 1979. *Results of loading tests on driven piles in sand*. Recent developments in the design and construction of piles. ICE, London.
- Bredenberg Geo AB. 1990. *PILESET, PC-program för analys av pålar i bruks- och brottgränstillstånd*. Manual för användare. Version 102. Enskede.
- Broms, B.B., and Silberman, J., 1964. *Skin friction resistance for piles in cohesionless soils*. Sols-Soils, Vol. 3, No 10, pp 33-41. Paris.
- Bustamante, M. and Gianceselli, L. 1982. *Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer, CPT*. Proc Int Symp on Penetration Testing. Vol. 2. Amsterdam.
- Ekström, J. 1989. *A field study of model pile group behaviour in non-cohesive soils*. Doktorsavhandling. Chalmers tekniska högskola. Institutionen för geoteknik med grundläggning. Göteborg.
- Handboken Bygg - Geoteknik. 1984. Stockholm.
- Hansbo, S. 1990. *Grundläggning av byggnader och maskinfundament*. Svenskt tryck. Stockholm.

van Impe, W.F., de Beer, E., Lousberg, E. 1988. *Prediction of the single pile bearing capacity in granular soils out of CPT results*. Proc Int Conf ISOPT 1, Orlando.

Jendeby, L. 1986. *Friction piled foundations in soft clay - A study of load transfer and settlements*. Doktorsavhandling. Chalmers tekniska högskola, Institutionen för geoteknik med grundläggning. Göteborg.

Larsson, R., Sällfors, G. 1987. *Nyare in situ metoder för bedömning av lagerföljd och egenskaper i jord*. Information 5, Statens Geotekniska Institut, Linköping.

Meyerhof, G.G. 1976. *Bearing capacity and settlement of pile foundations*. Proc. ASCE, Jour Geot Engng Div., Vol. 102, No GT 3.

Poulos, H.G., Davis, E.H. 1980. *Pile foundation analysis and design*. John Wiley and sons. New York.

Pålskommissionen. 1980. *Anvisningar för provpålning med efterföljande provbelastning*. Rapport 59. Stockholm.

Randolph, M.F. 1983. *PIGLET - A computer program for the analysis and design of pile groups under general loading conditions*. Cambridge University, Engineering Department. Cambridge.

Robertsson, P.K., Campanella, R.G., Brown, P.T. 1985. *Design of axially and laterally loaded piles using in situ tests. A case history*. Can Geotech J. Vol. 22.

Robertsson, P.K., Campanella, R.G. 1988. *Axial capacity of driven piles in deltaic soils using CPT*. Proceedings ISOPT-1. Vol. 2. Orlando.

de Ruiter, J., and Beringen, F.L. 1979. *Pile foundations for large North Sea structures*. Marine Geotechnology, 3(3).

Schmertmann, J.H. 1988. *Guidelines for using the CPT, CPTU and Marchetti DMT for geotechnical design*. Vol. II, III, IV. Report number FHWA-PA-87-025+84-24. Pennsylvania Dept of Transportation.

Sellgren, E. 1981. *Friction piles in non-cohesive soils. Evaluation from pressuremeter tests*. Doktorsavhandling. Chalmers tekniska högskola, Institutionen för geoteknik med grundläggning, Göteborg.

Swedill. 1989. *Datorprogram för tolkning av dilatometerförsök*. SGI. Linköping.

Torstensson, B-A. 1973. *Kohesionspålar i lös lera. En fältstudie i modellskala*. Doktorsavhandling. Chalmers tekniska högskola, Institutionen för geoteknik med grundläggning, Göteborg.

84

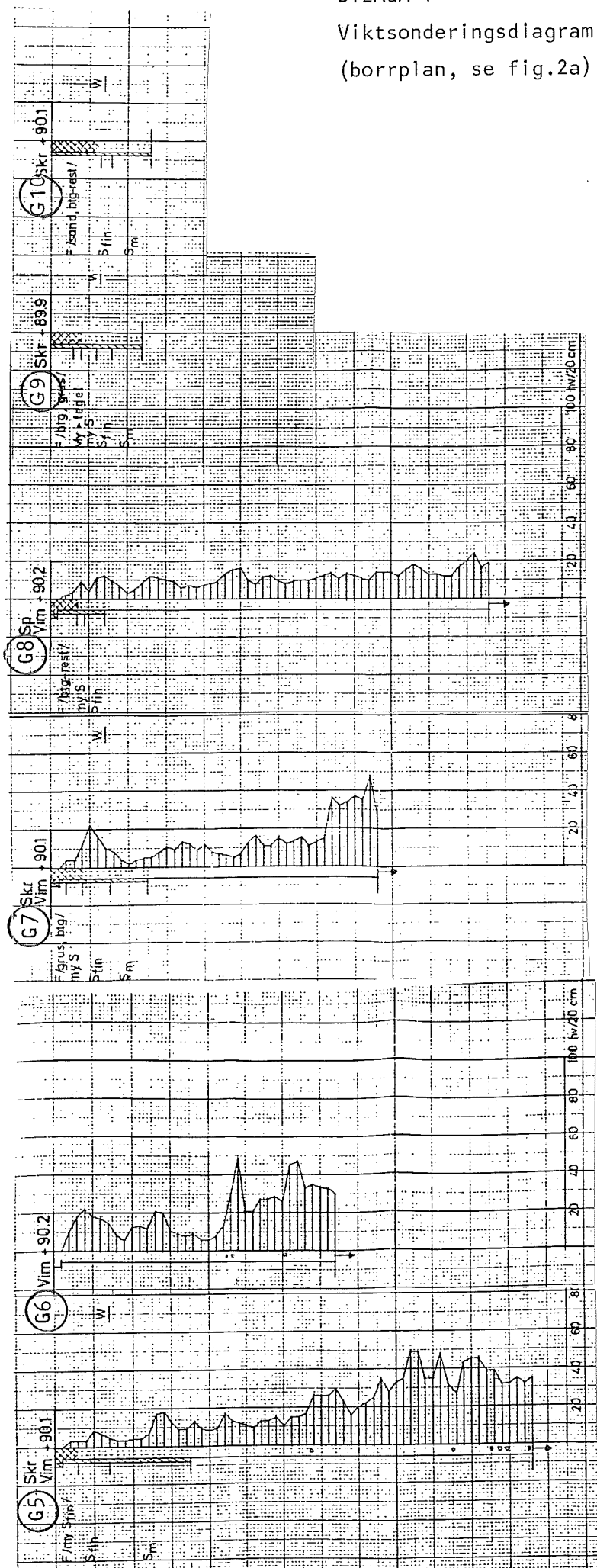
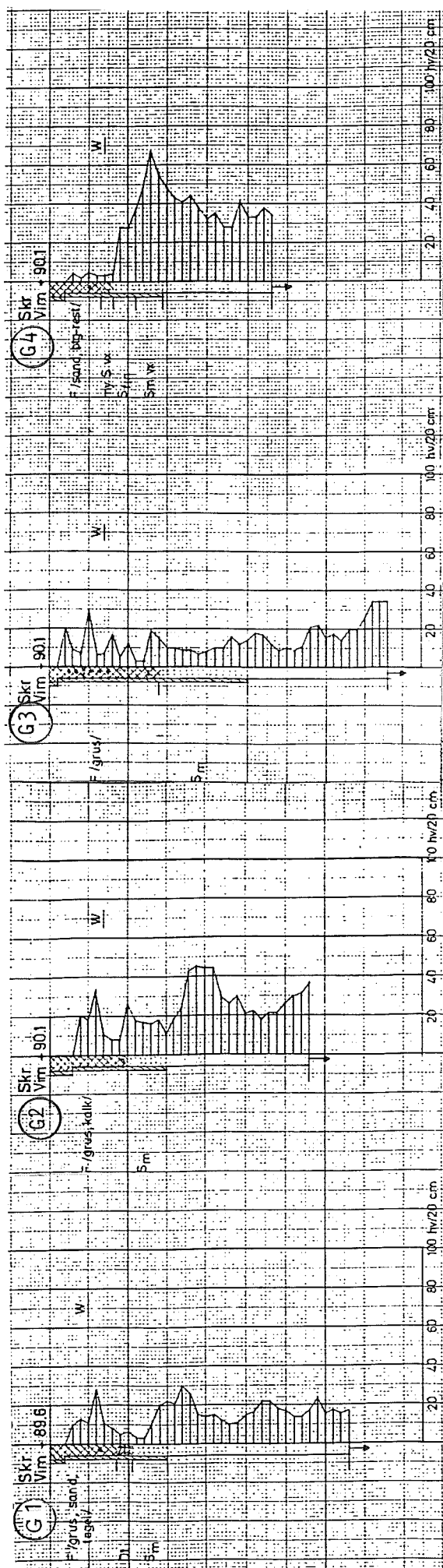
82 AMR

BILAGA 1

Viktsonderingsdiagram

BILAGA 1

Viktsonderingsdiagram
(borrplan, se fig.2a)

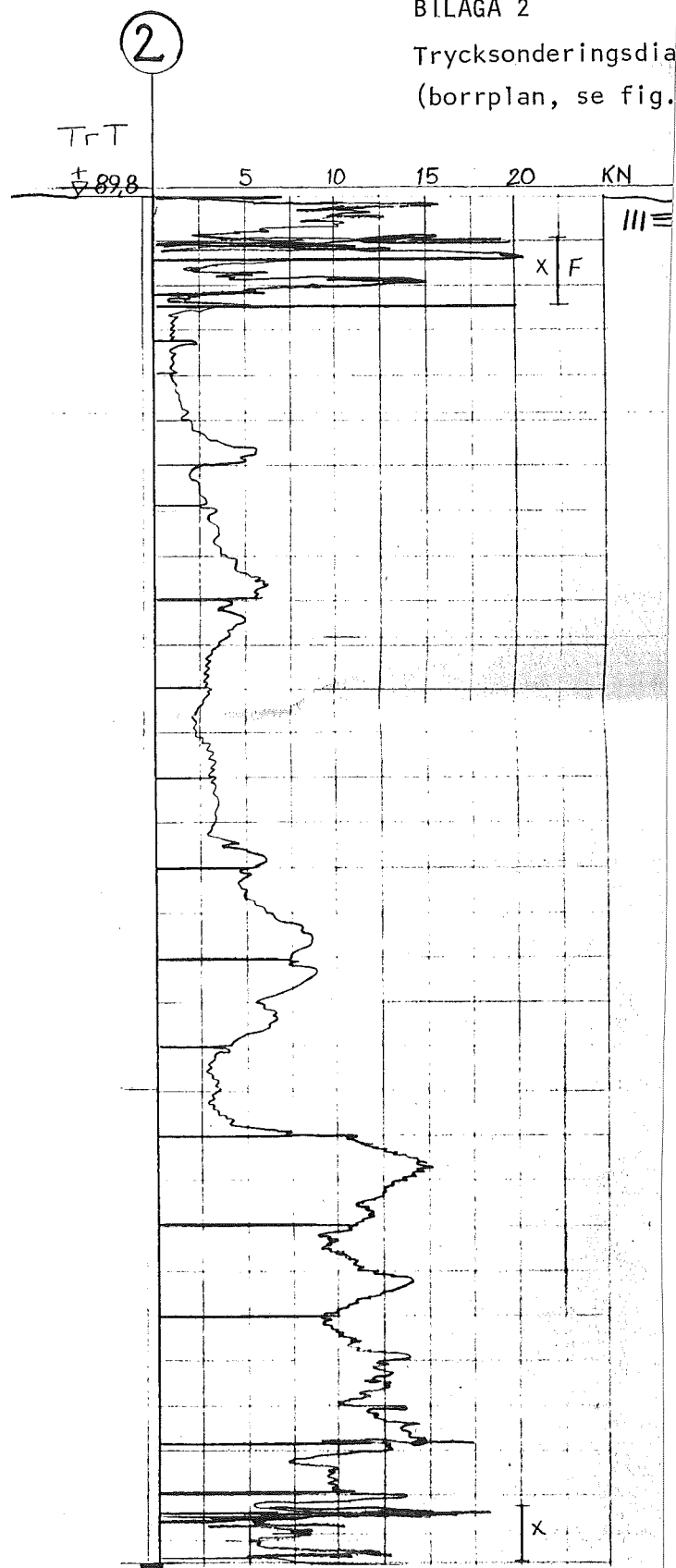
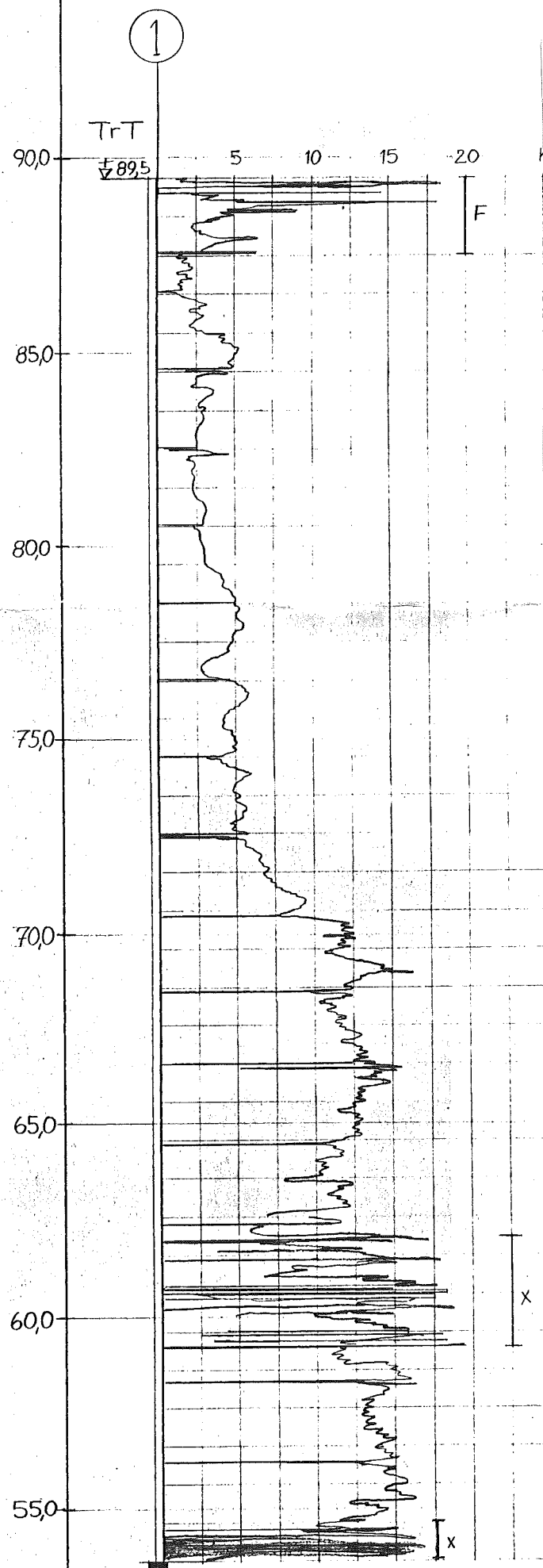


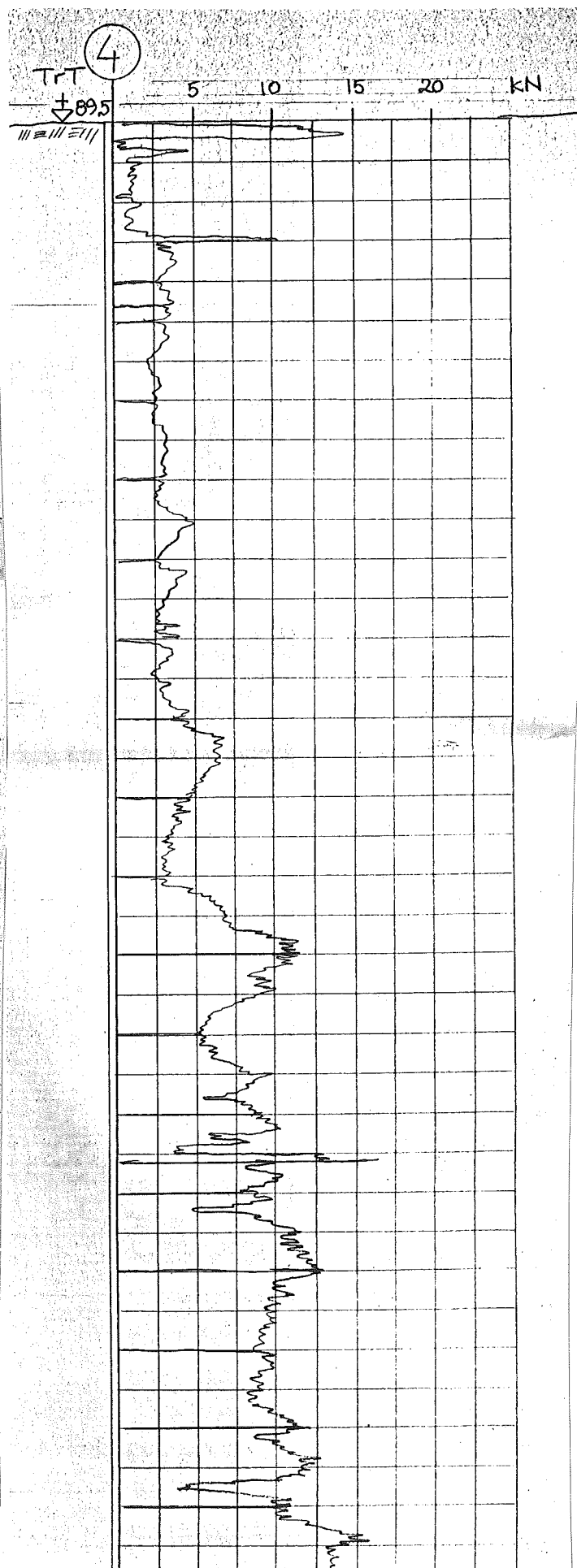
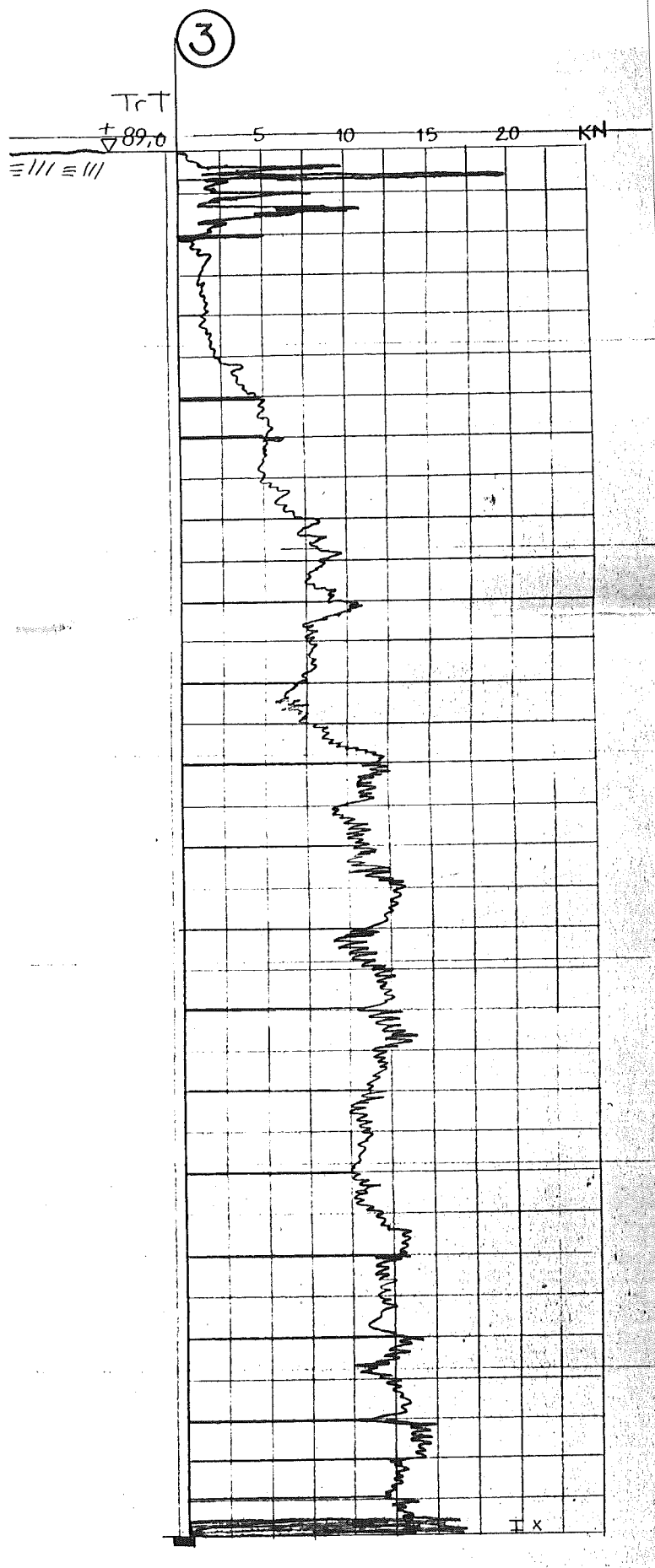
BILAGA 2

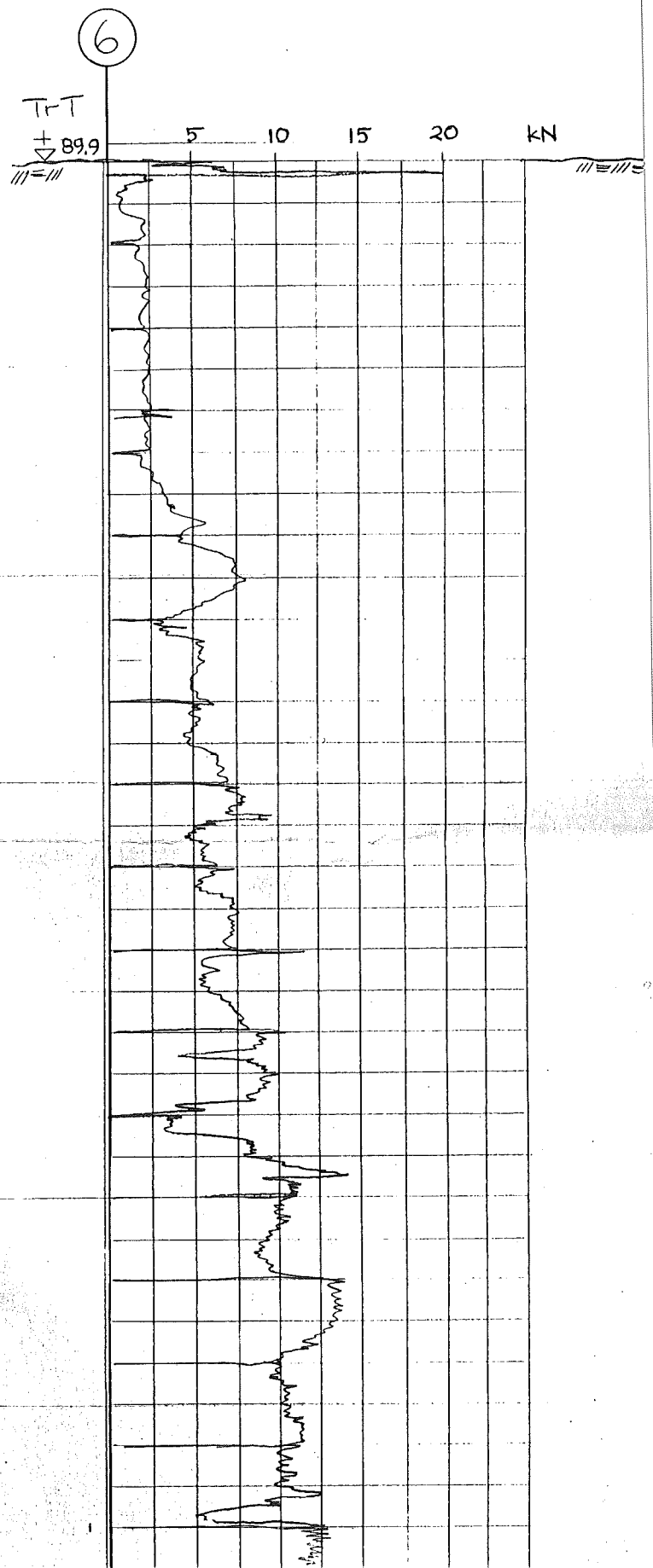
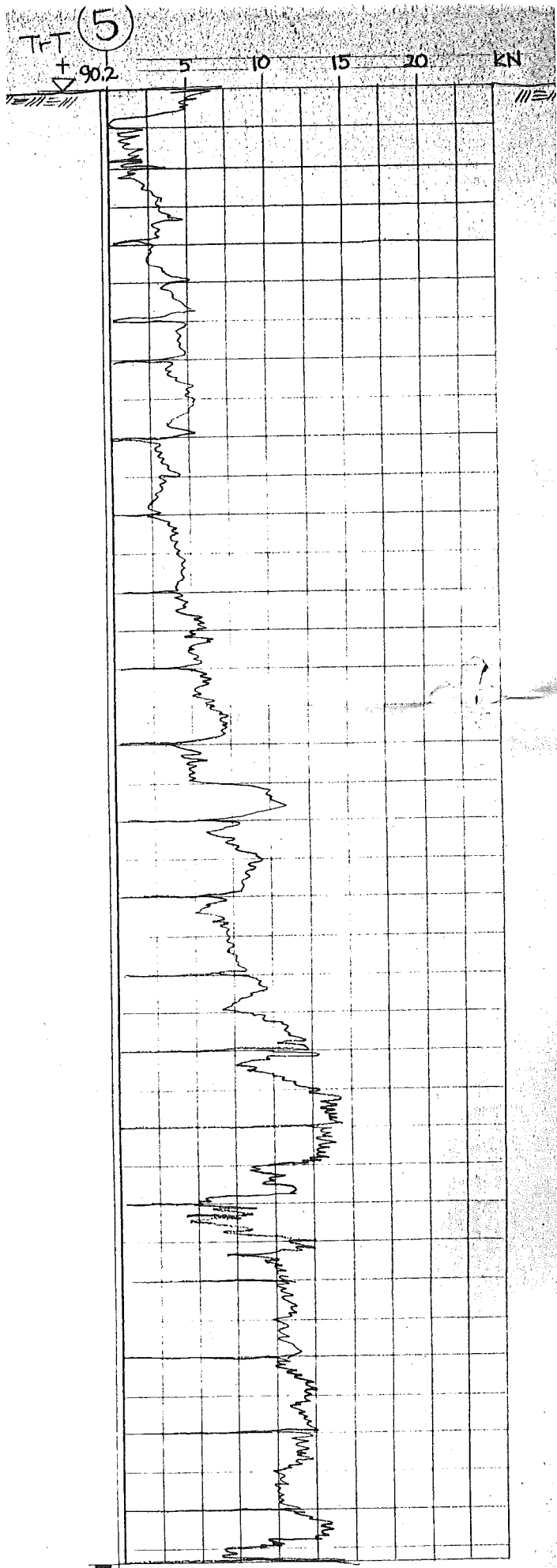
Trycksonderingsdiagram

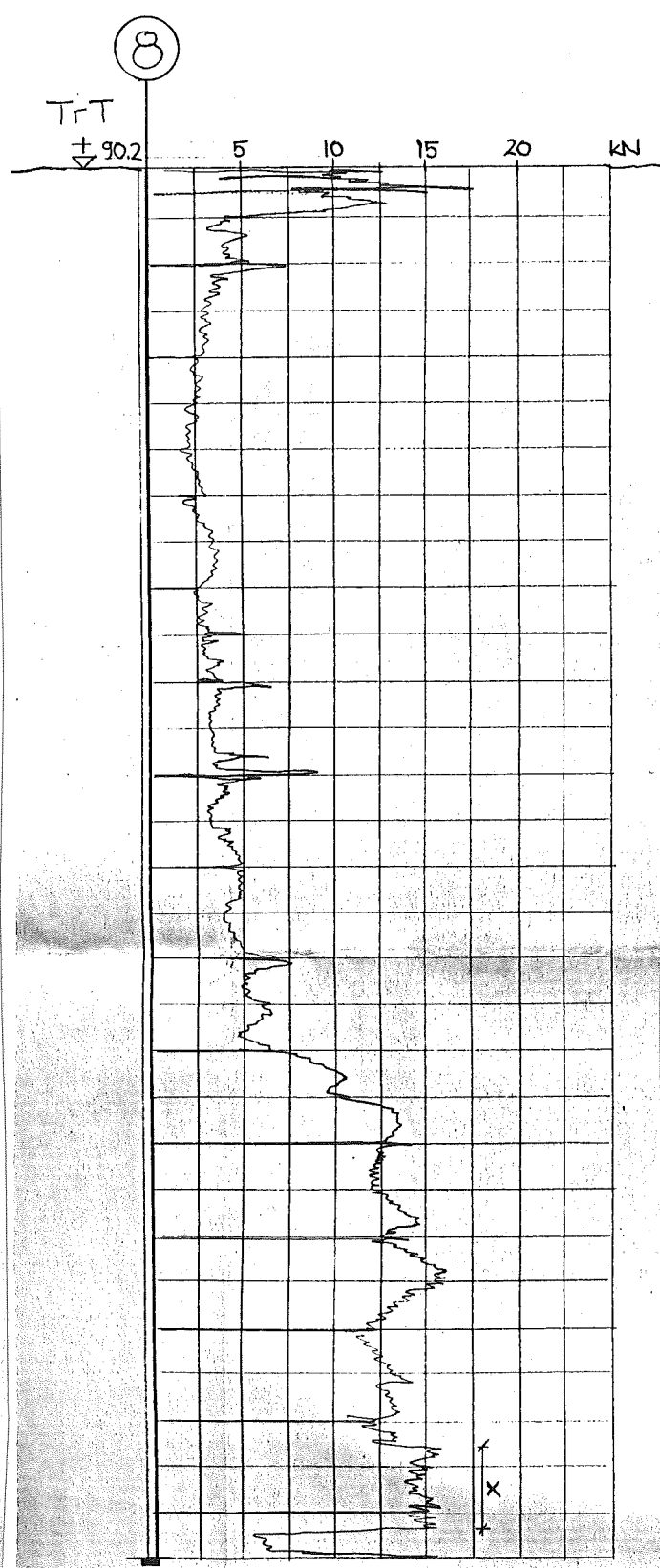
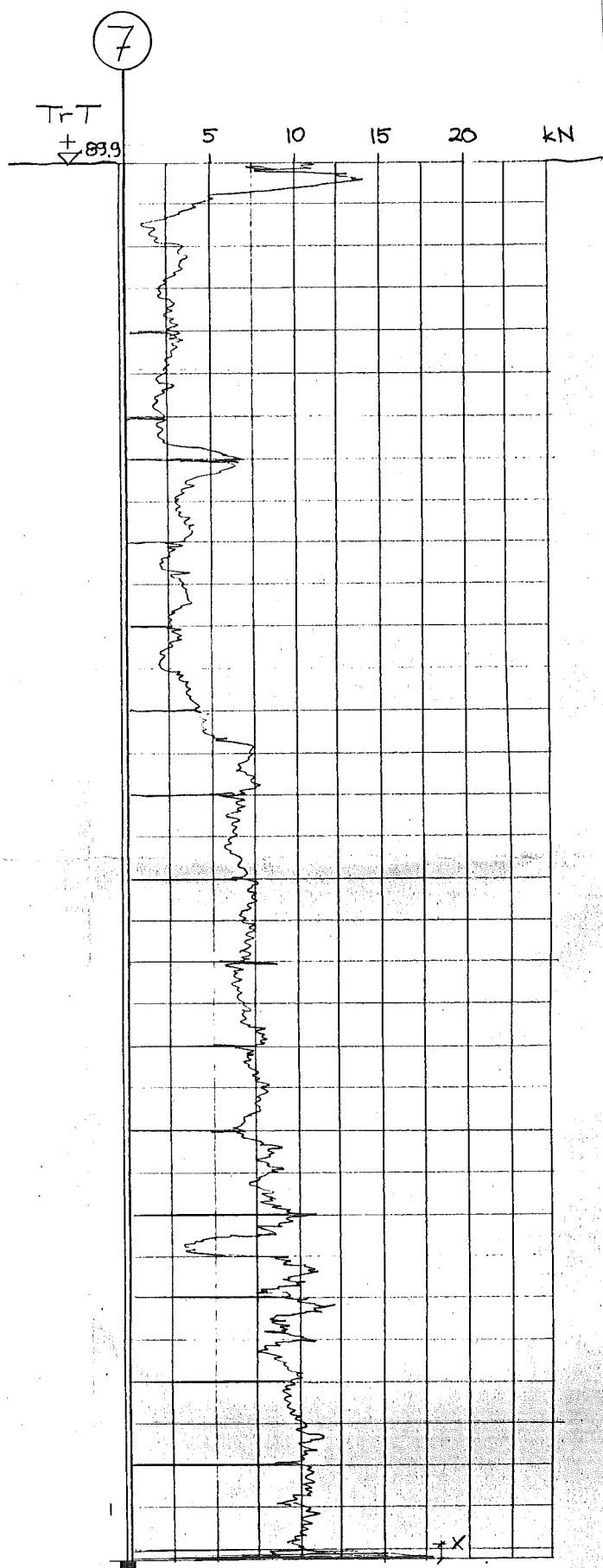
BILAGA 2

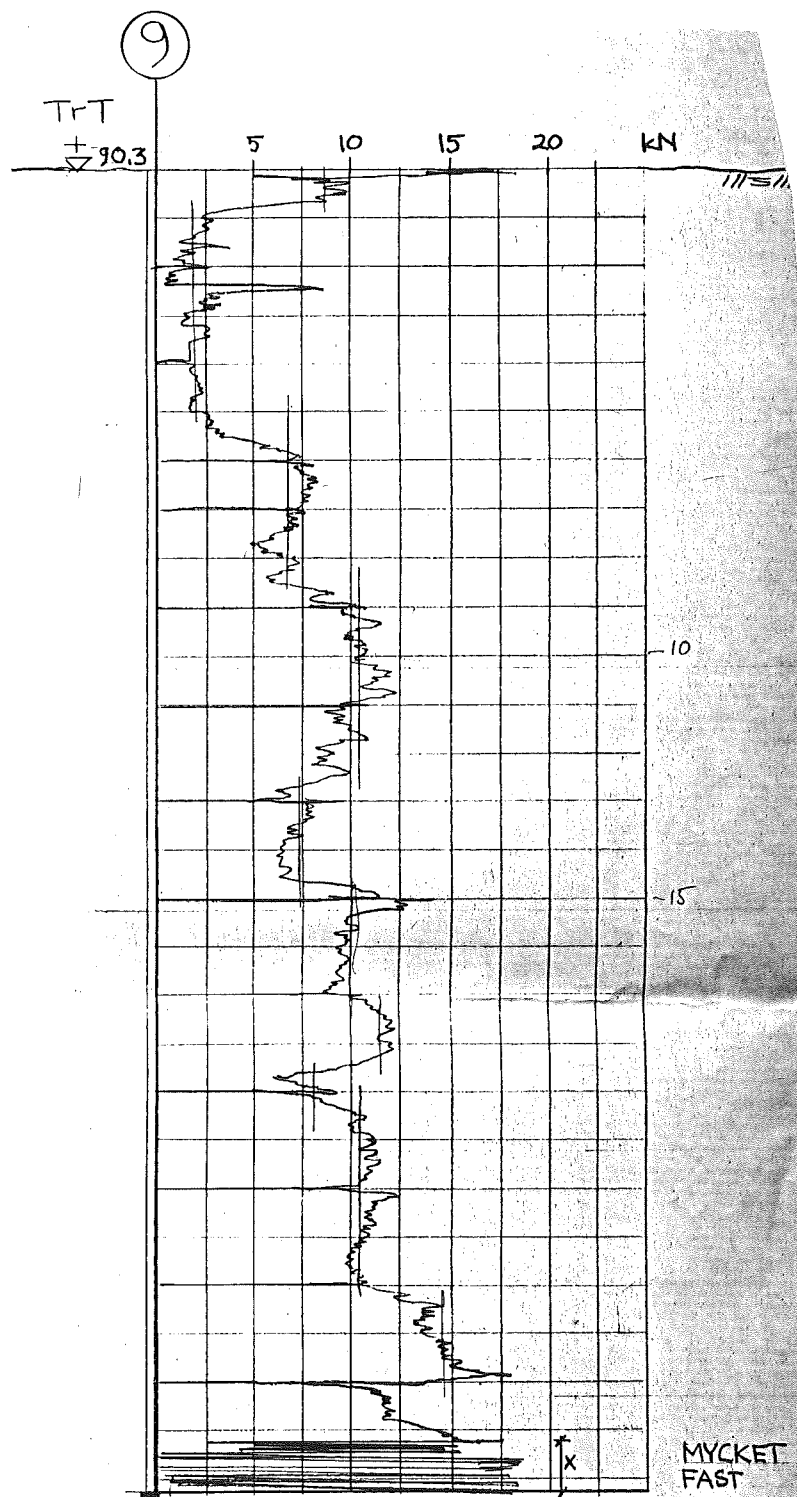
Trycksonderingsdiagram
(borrplan, se fig.2a)











BILAGA 3

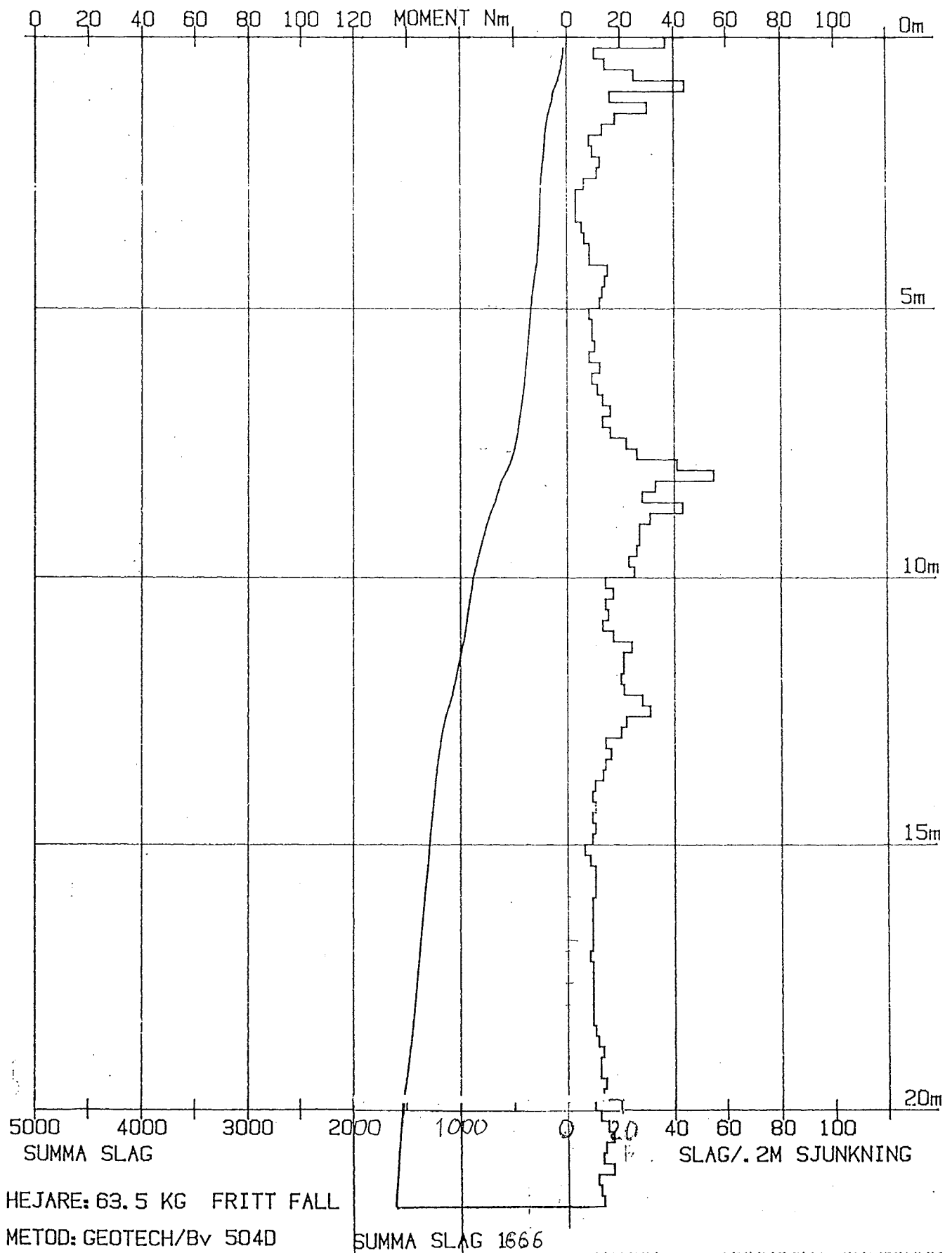
Hejarsonderingsdiagram

SLAGNINGSDIAGRAM

OBJEKT: JONKOPING Kv ON

BH C51 DATUM: 900822

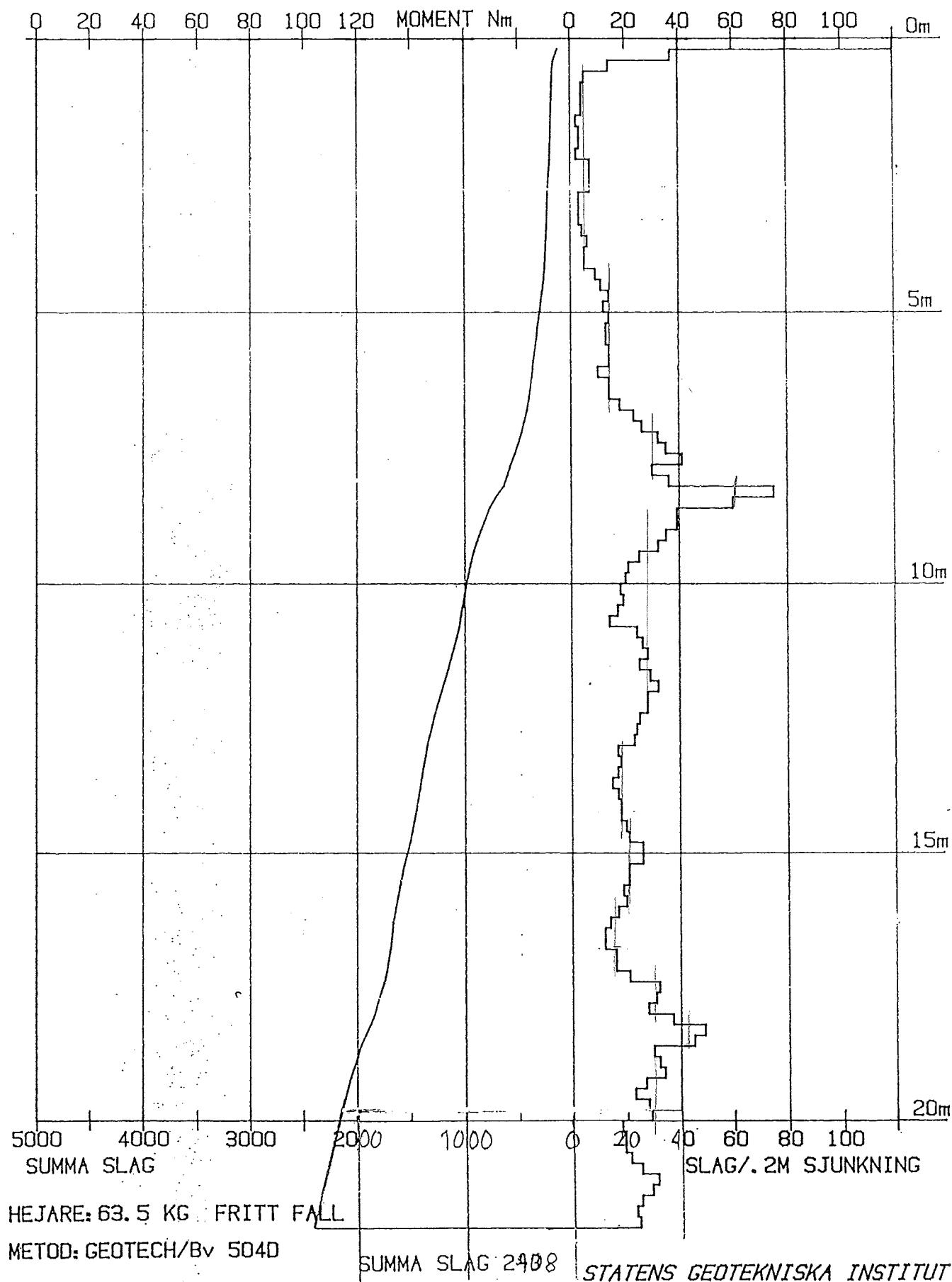
(borrplan, se fig2b)



STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT

SLAGNINGSDIAGRAM
BH 052 DATUM: 900824

OBJEKT: JONKOPING Kv ON



BLANK
98

BILAGA 4

Statisk-dynamisk sondering

BILAGA 4

Statisk-dynamisk sondering

(borrplan, se fig. 2b)

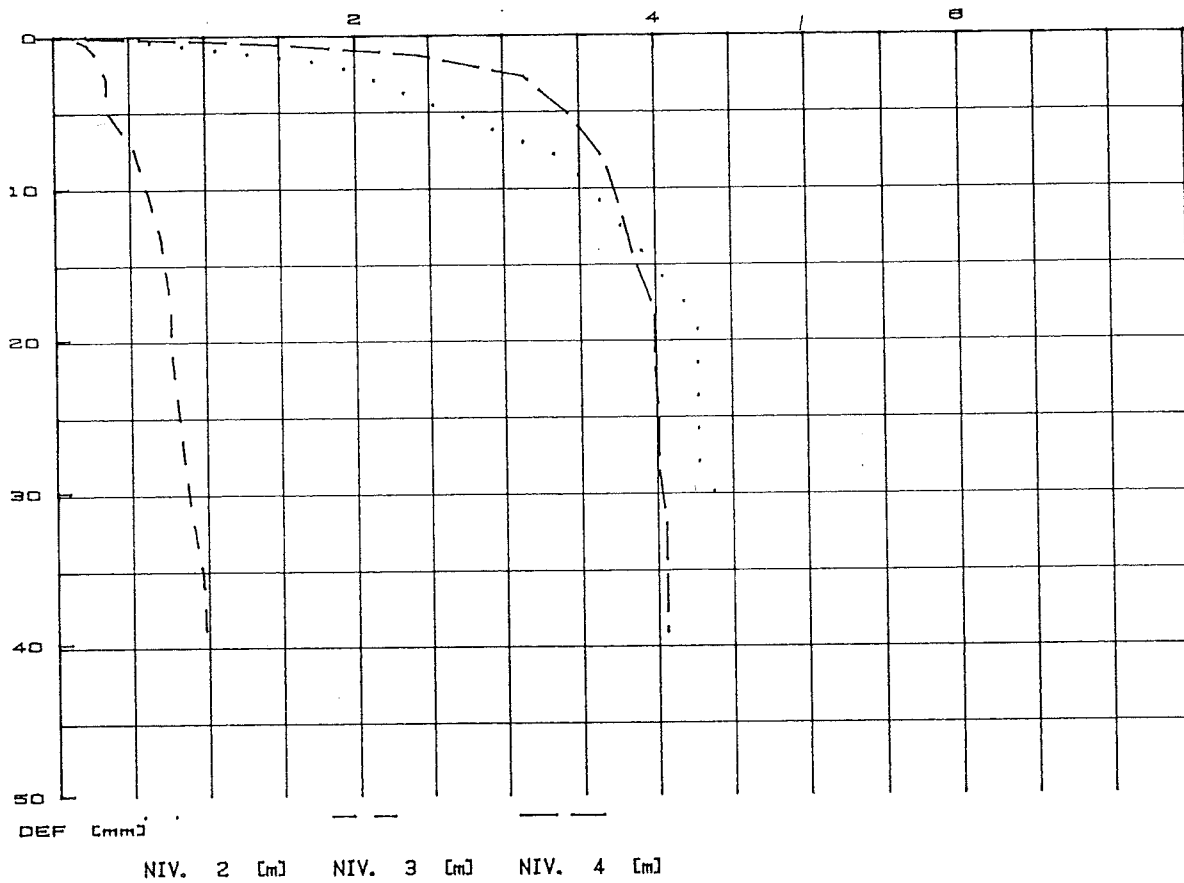
STAT-DYN JONKOPING Kv DN

Proj nr: 516228925-9

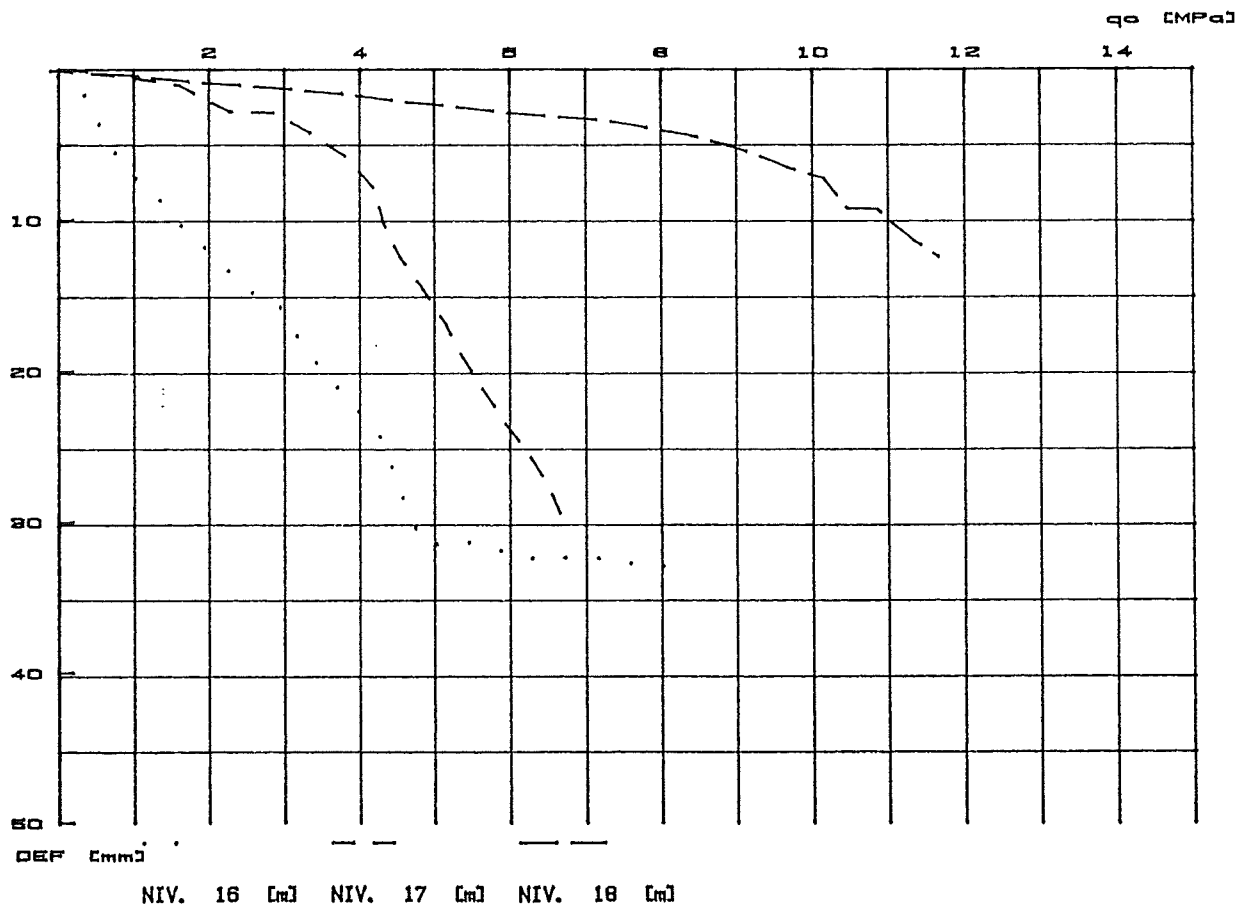
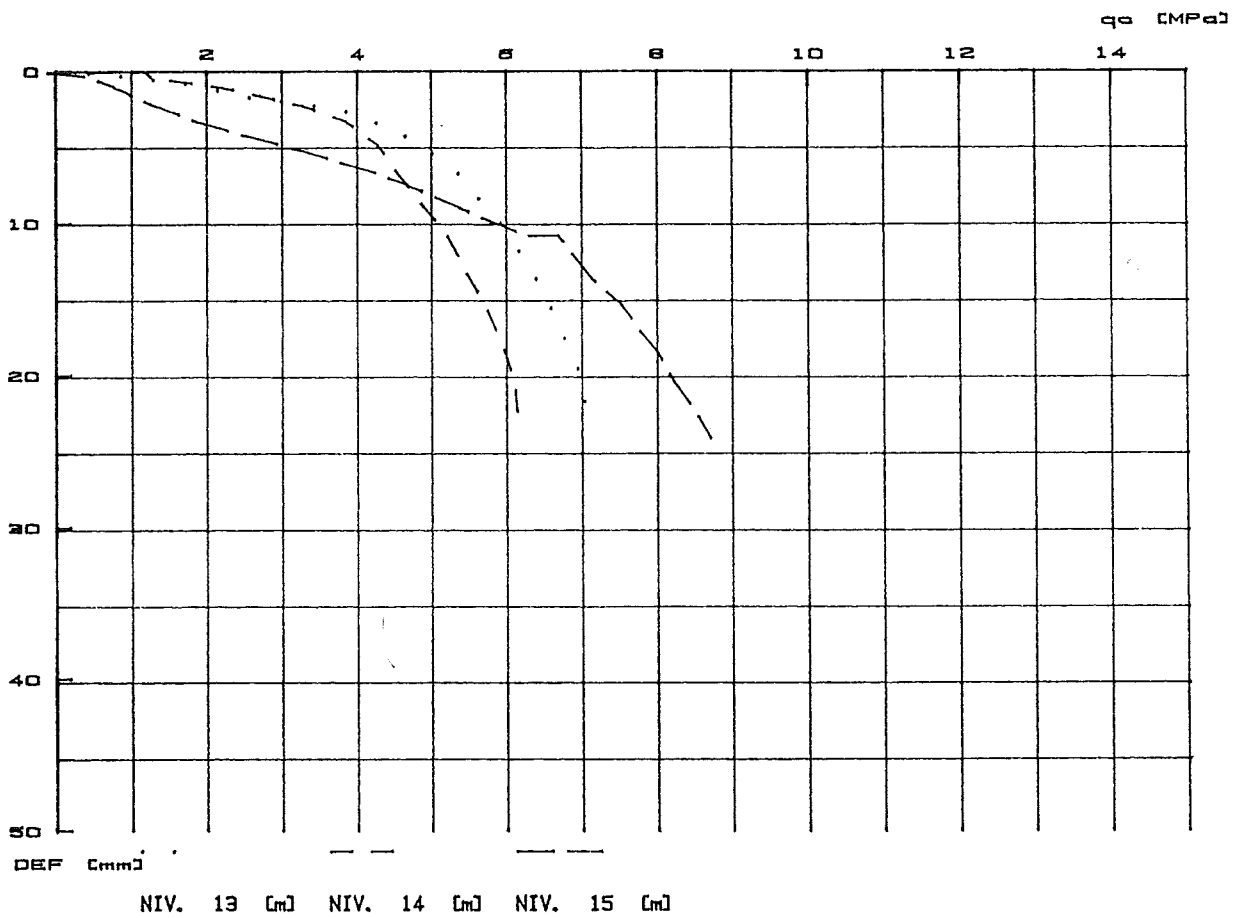
DATUM: 900822 Borrh. C51

SIGN UJ

qa [MPa]



STAT-DYN JONKOPING Kv DN Proj nr: 516228925-9
 DATUM: 900824 Borrth: C52 SIGN UJ



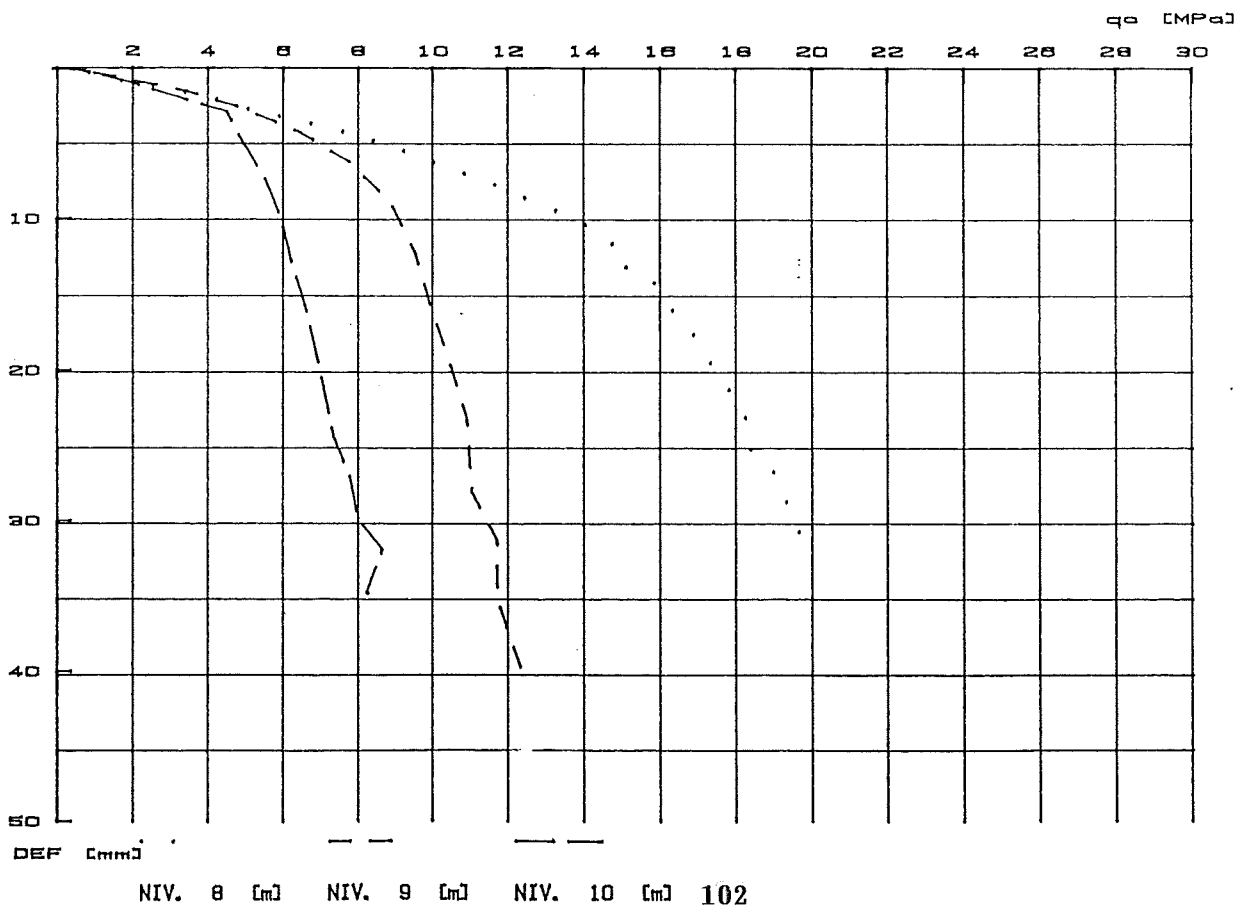
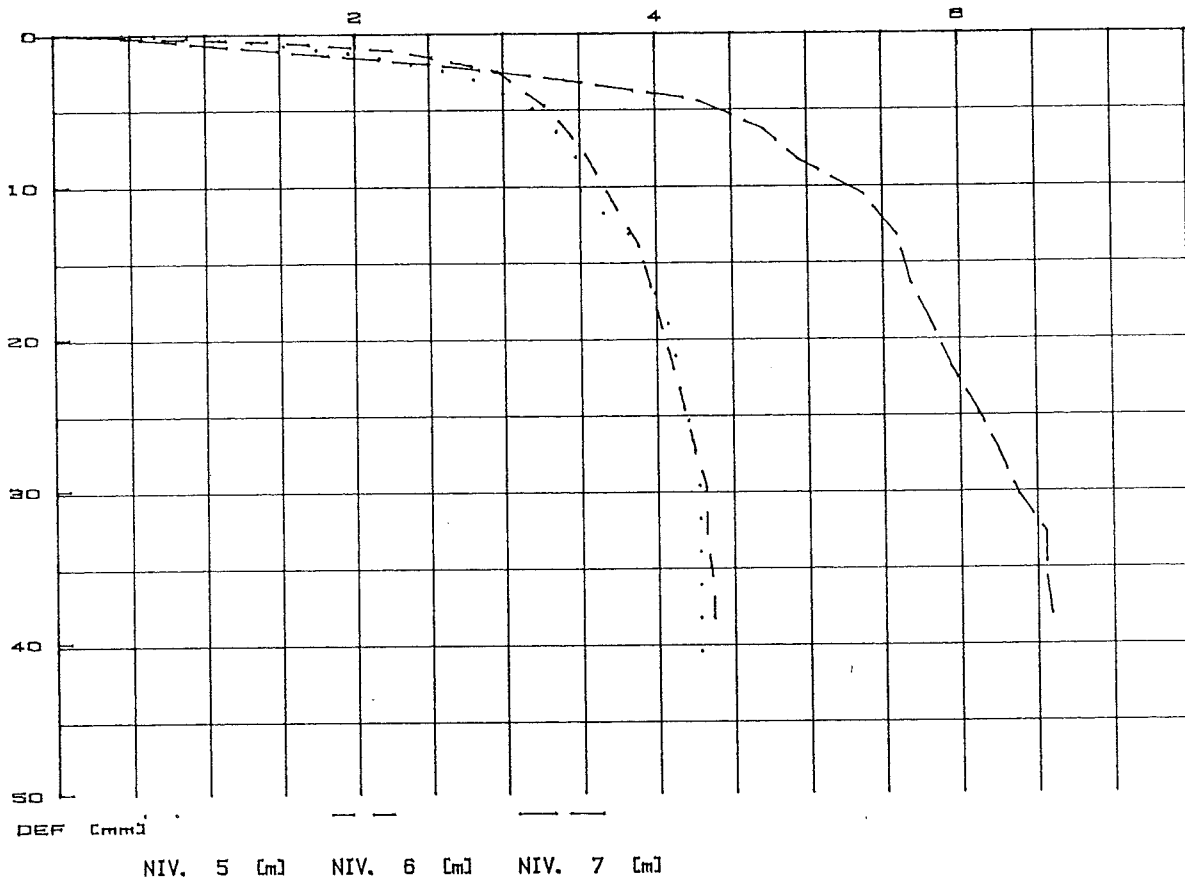
STAT-DYN JONKOPING Kv ON

Proj nr: 516228925-9

DATUM: 900822 Borrh.C51

SIGN UJ

q₀ [MPa]

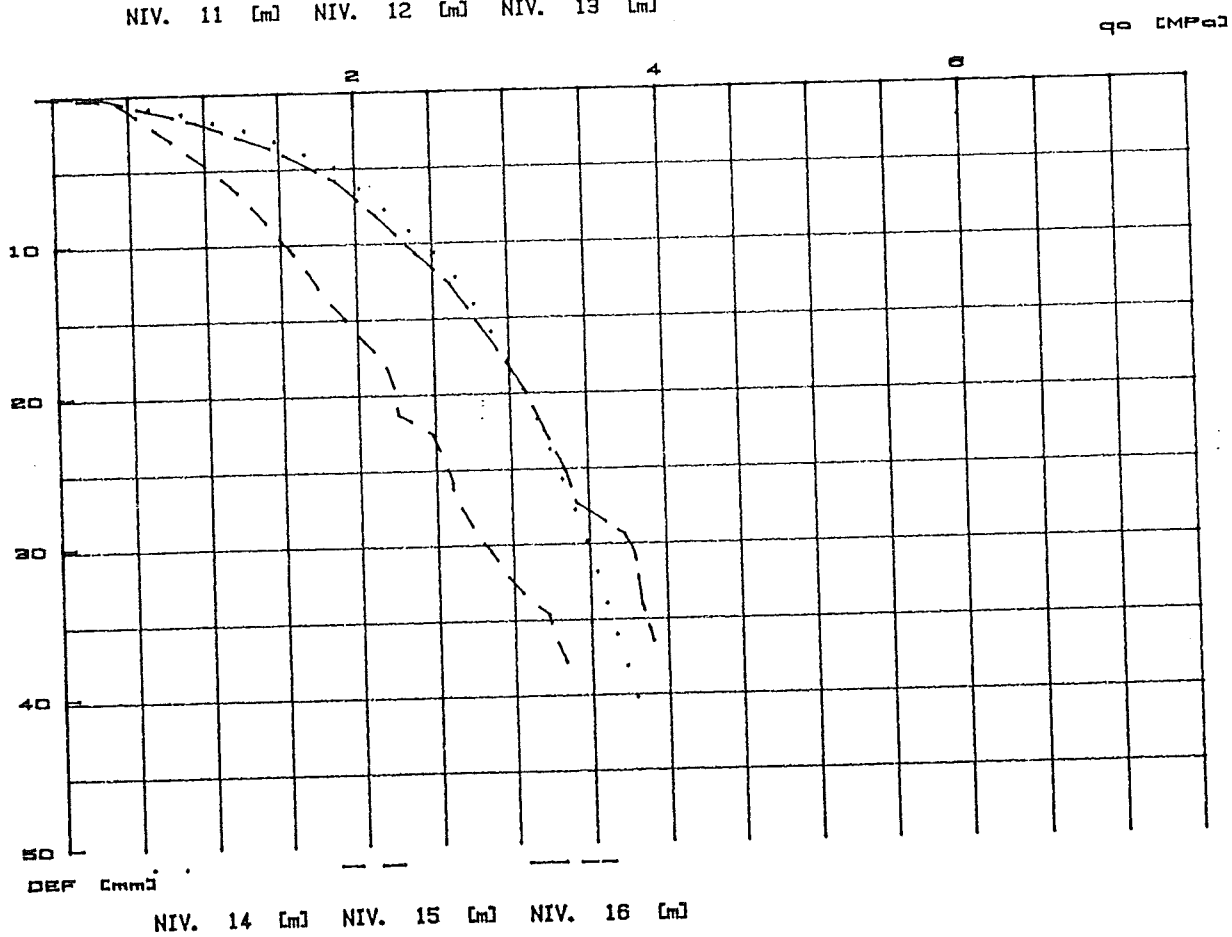
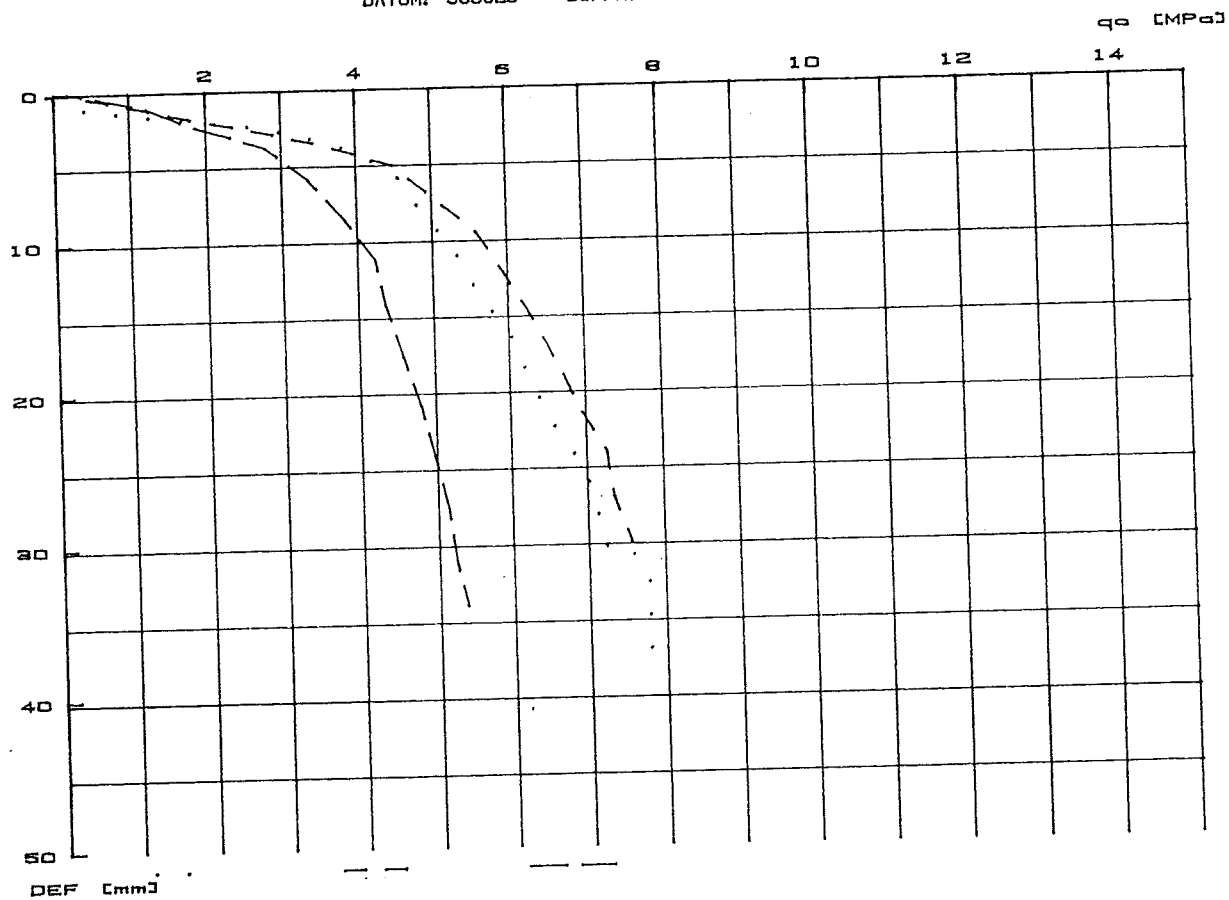


STAT-DYN JONKOPING Kv ON

Proj nr: 516228925-9

DATUM: 900823 Borrh.C51

SIGN UJ



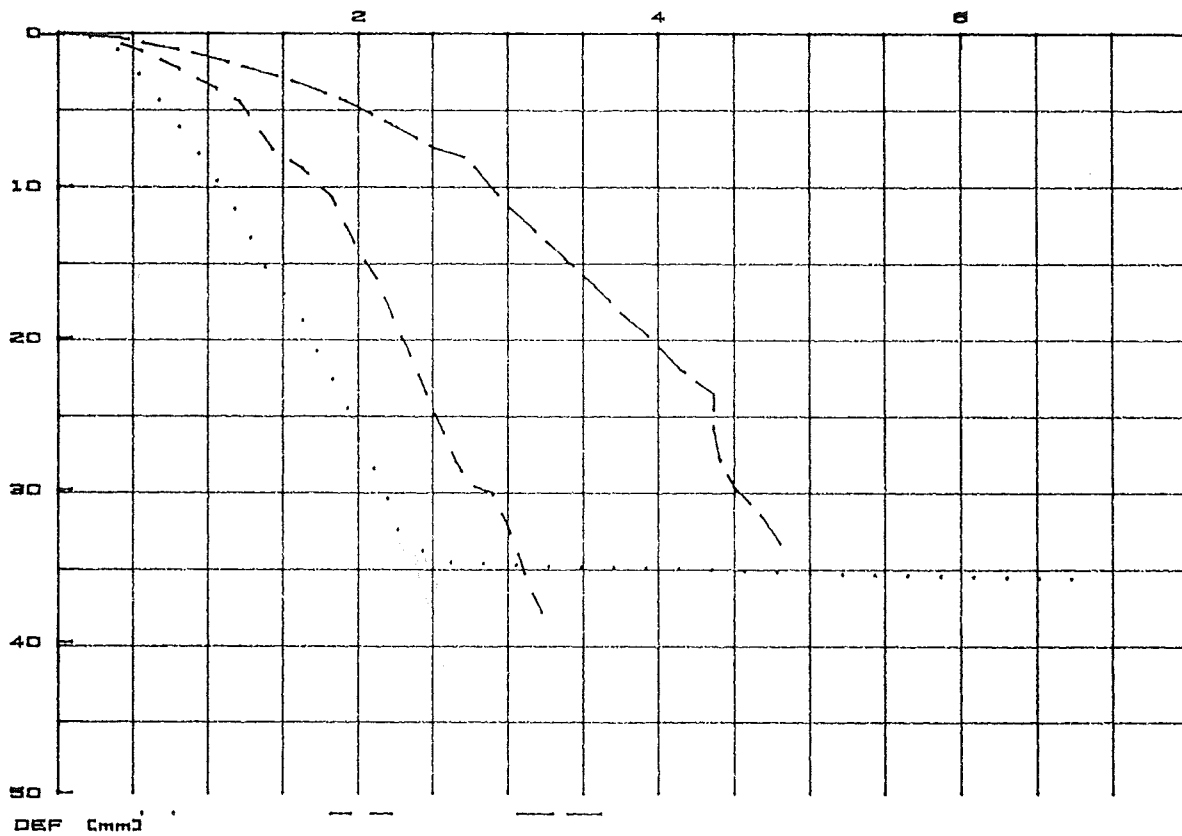
STAT-DYN JONKOPING Kv DN

Proj nr 516228925-9

DATUM: 900822 Borrh.C51

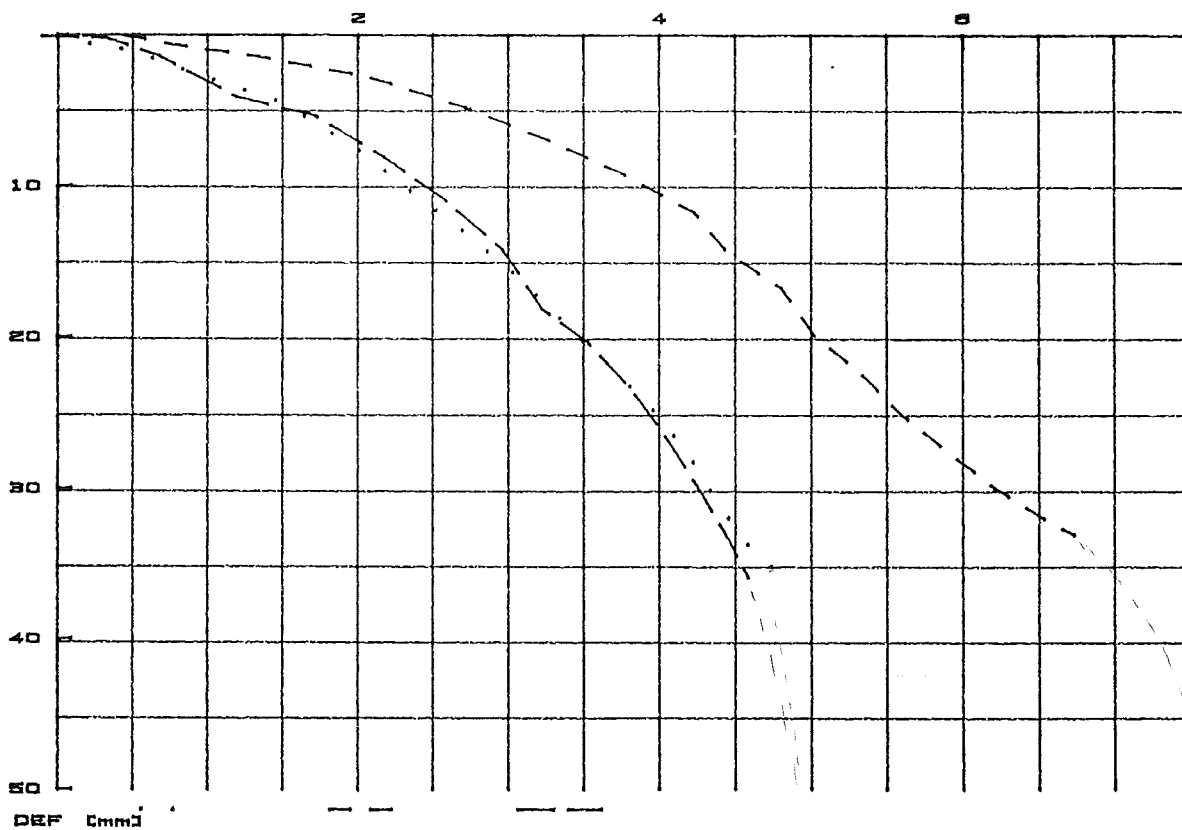
SIGN UJ

q₀ [MPa]



NIV. 17 [m] NIV. 18 [m] NIV. 19 [m]

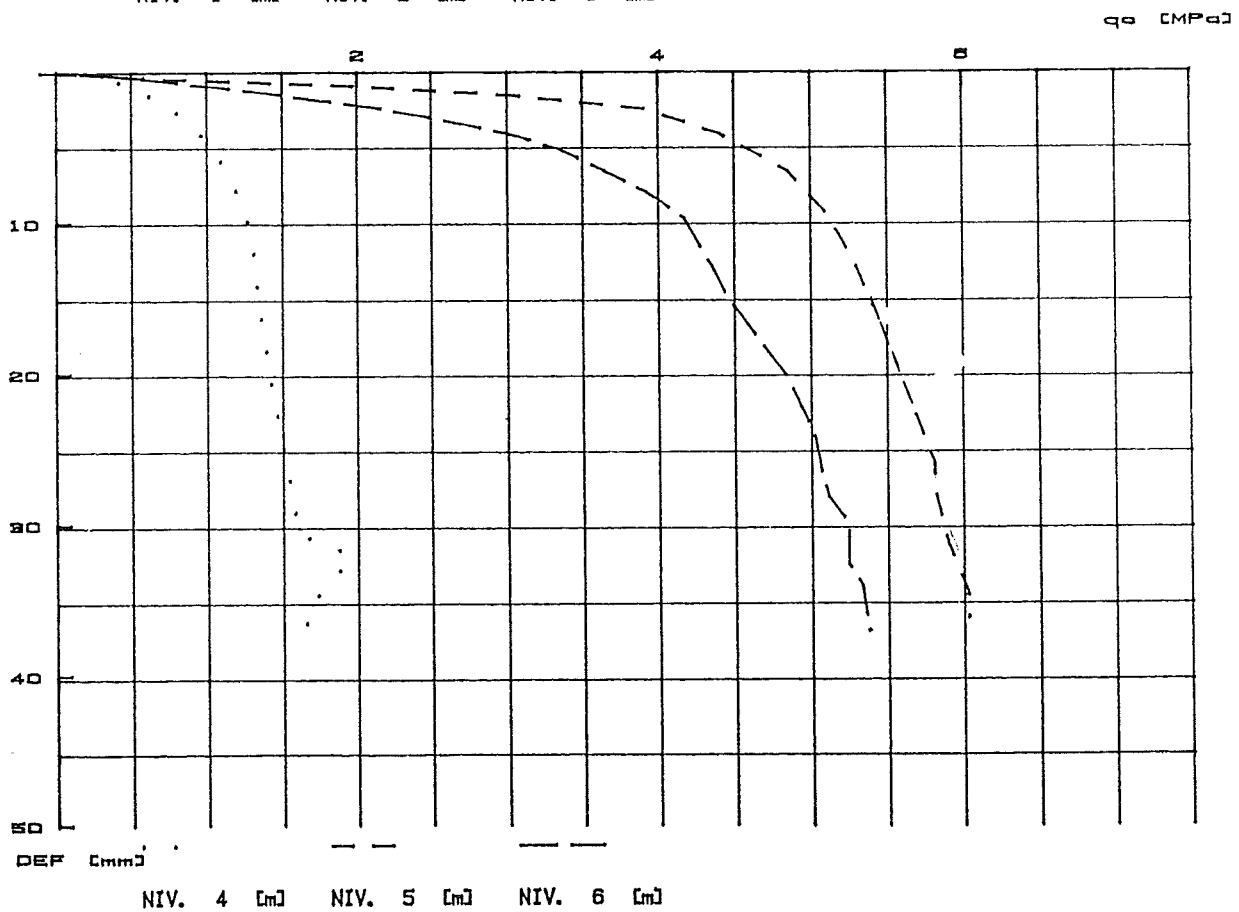
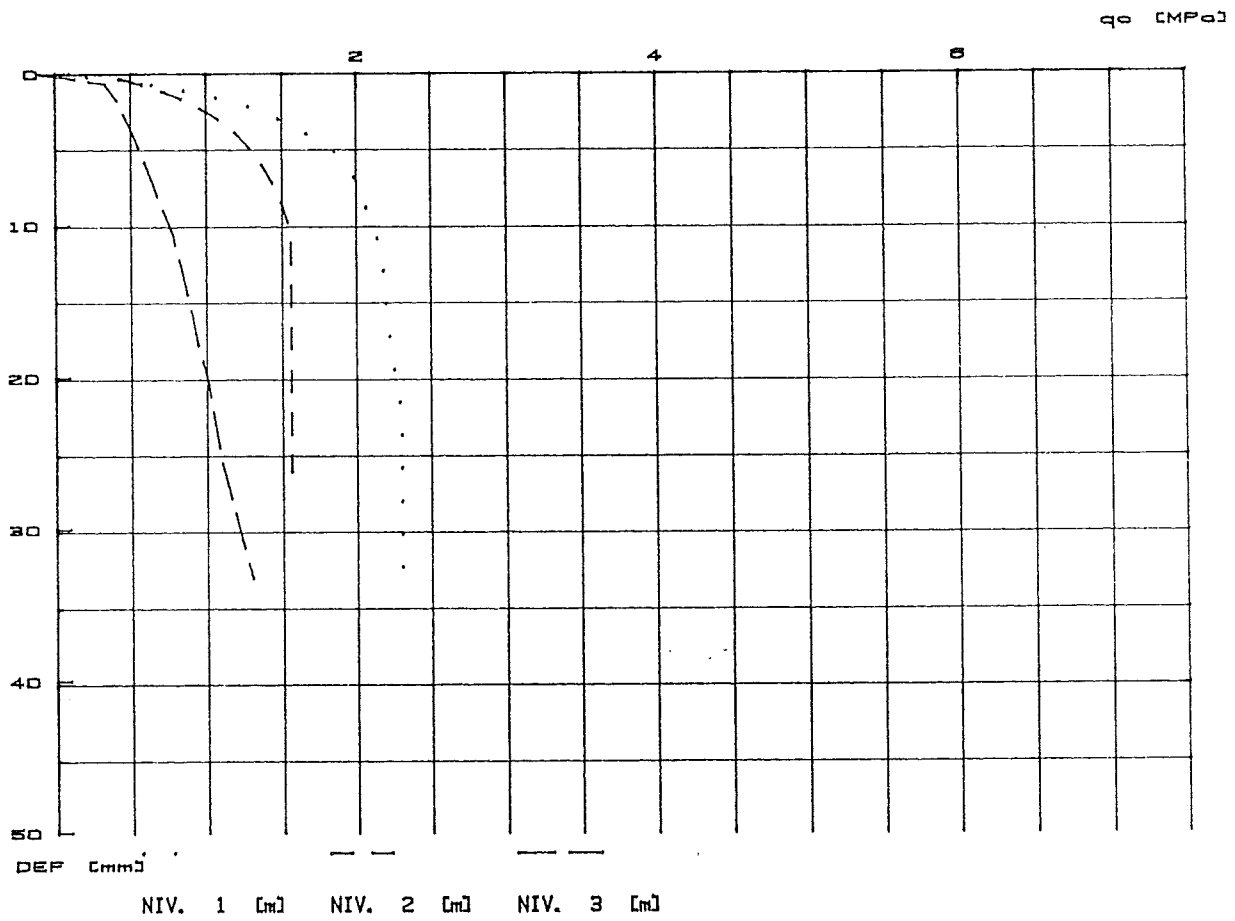
q₀ [MPa]



NIV. 20 [m] NIV. 21 [m] NIV. 22 [m]

STAT-DYN JONKOPING Kv ON
 DATUM: 800824 Borrh.C52

Proj nr: 516228925-9
 SIGN UJ

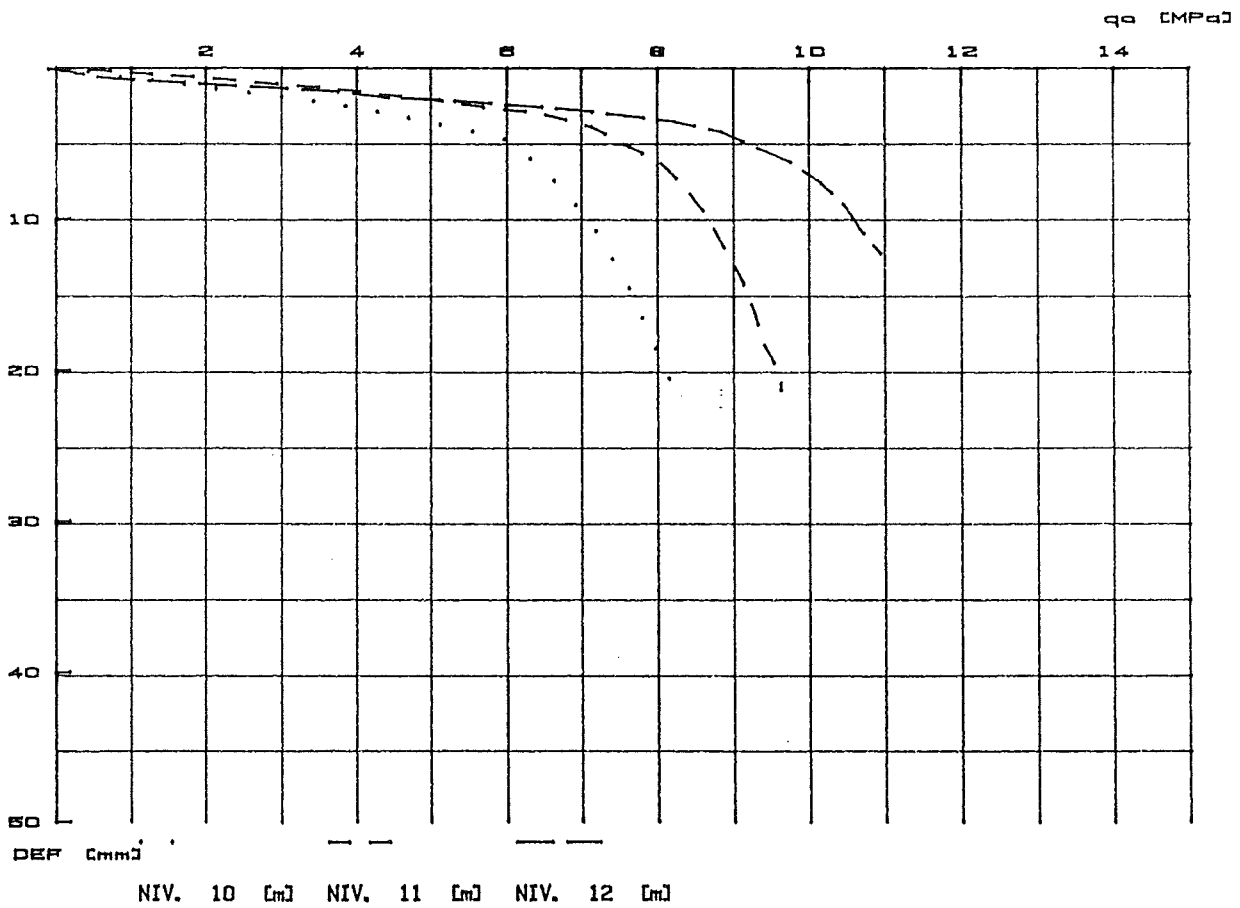
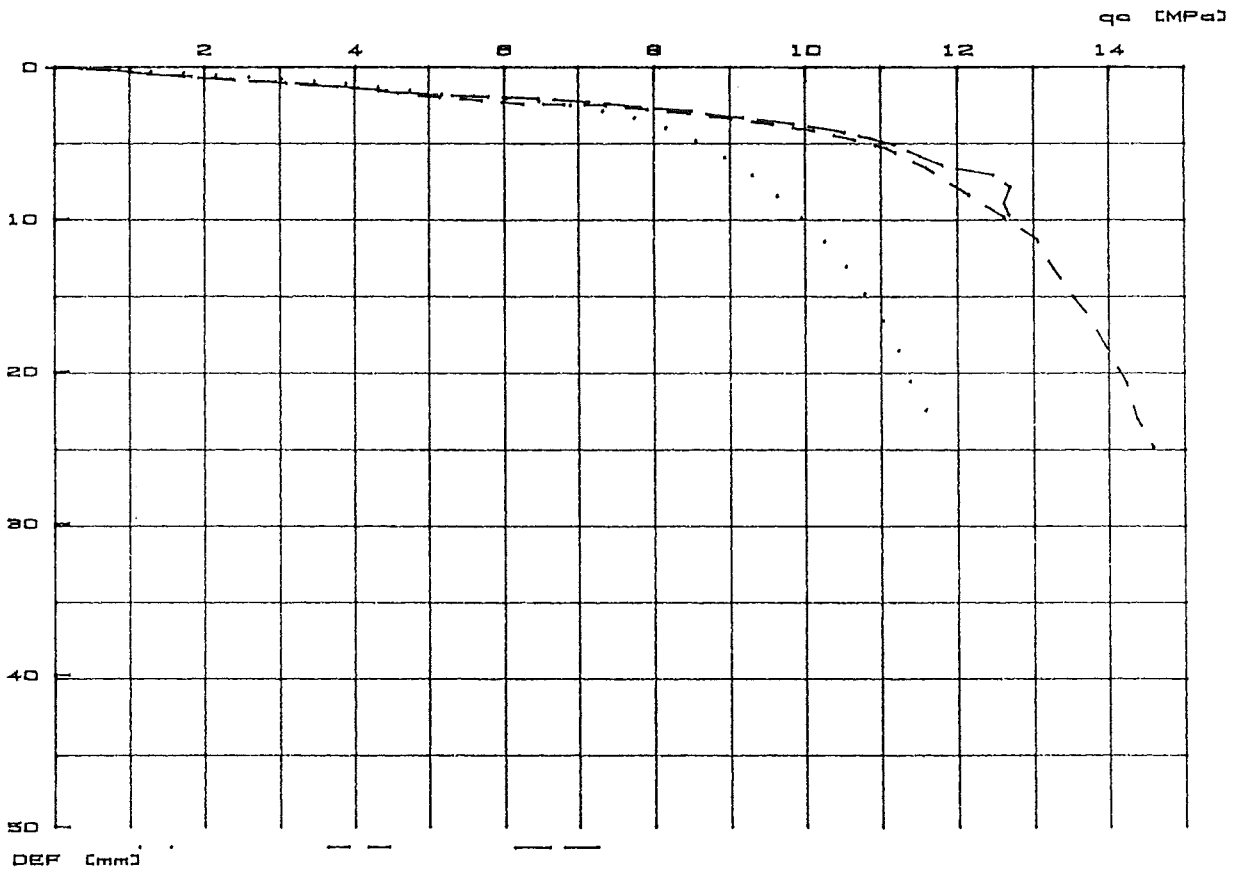


STAT-DYN JONKOPING Kv ON

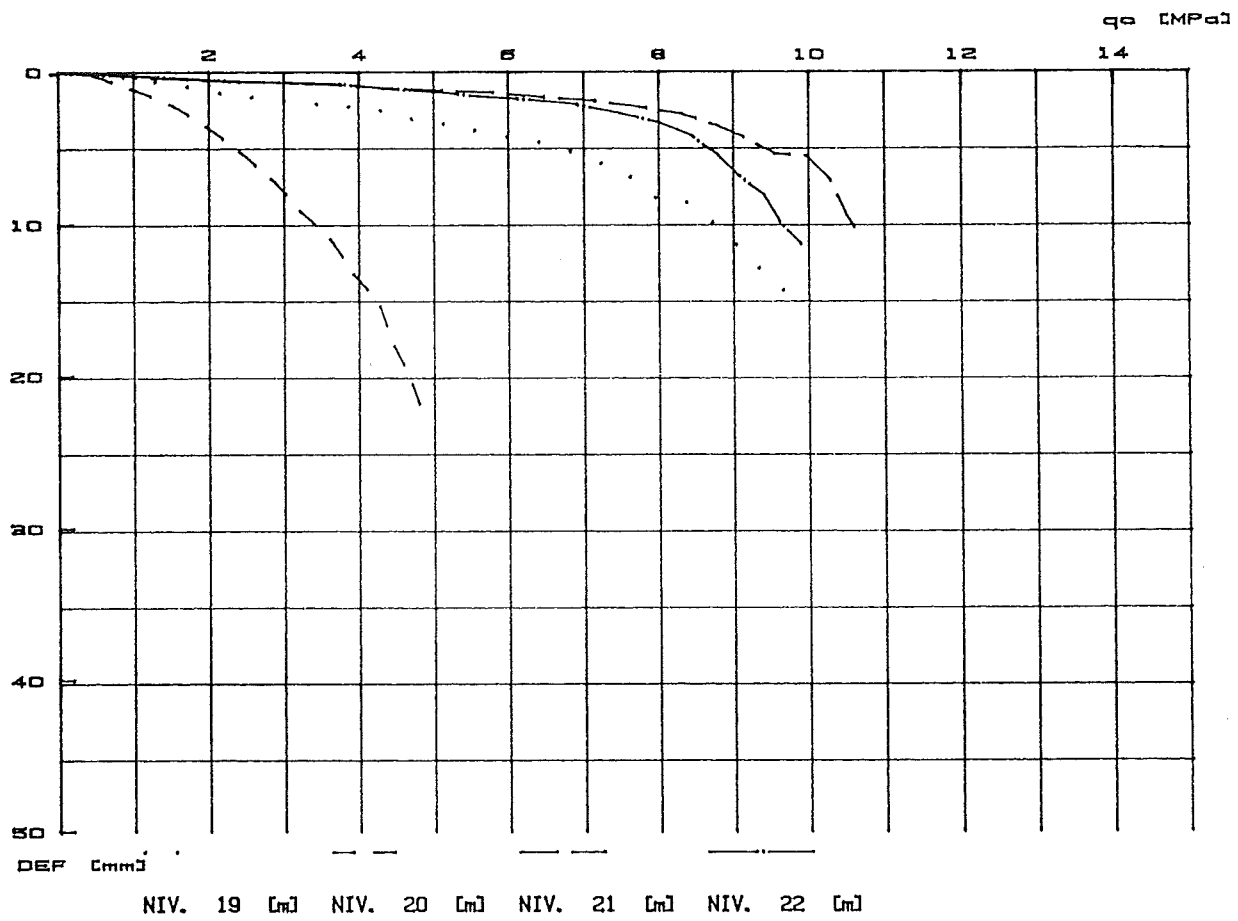
Proj nr: 516228925-9

DATUM: 900824 Borrh. C52

SIGN UJ



STAT-DYN JONKOPING Kv ON Proj nr: 518228925-9
 DATUM: 900824 Borrh. C52 SIGN UJ



BMW K108

BILAGA 5

Dilatometerförsök

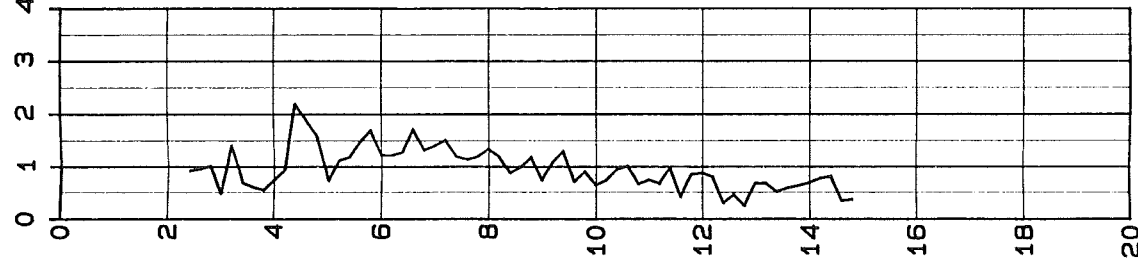
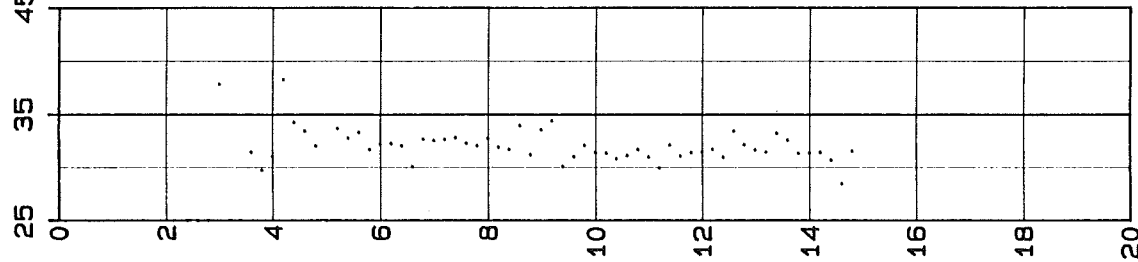
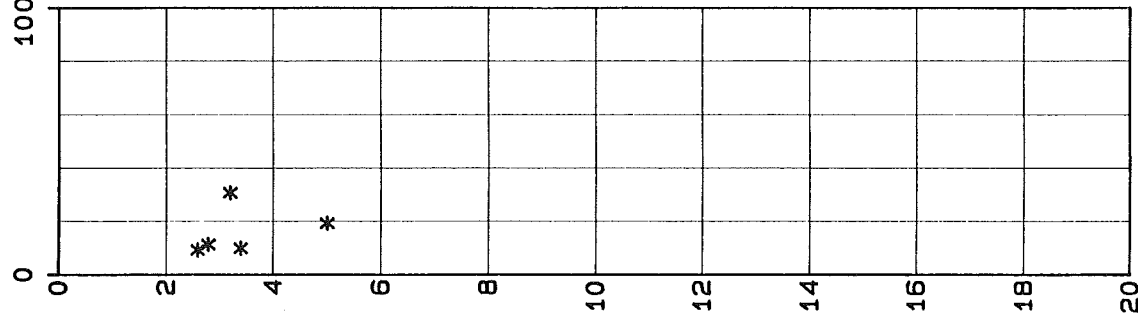
Plats : KV ON
 Projekt : JNKPING KV N
 Datum : 900806
 Utfört av : VP/KH

Hål nr : HÅL NRC4

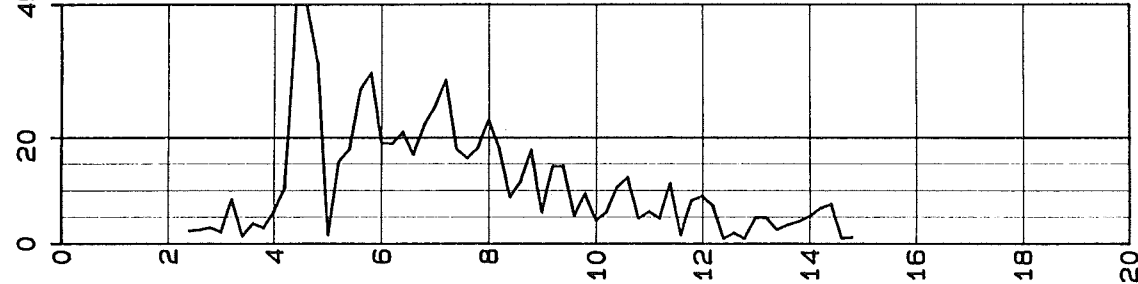
Grundvattenyta : 1 m u my
 Hydrostatiskt portryck?: Ja

Odränerad skjuv- Friktionsvinkel Jordtrycksko-

hållfasthet (kPa) (grader) efficient Ko

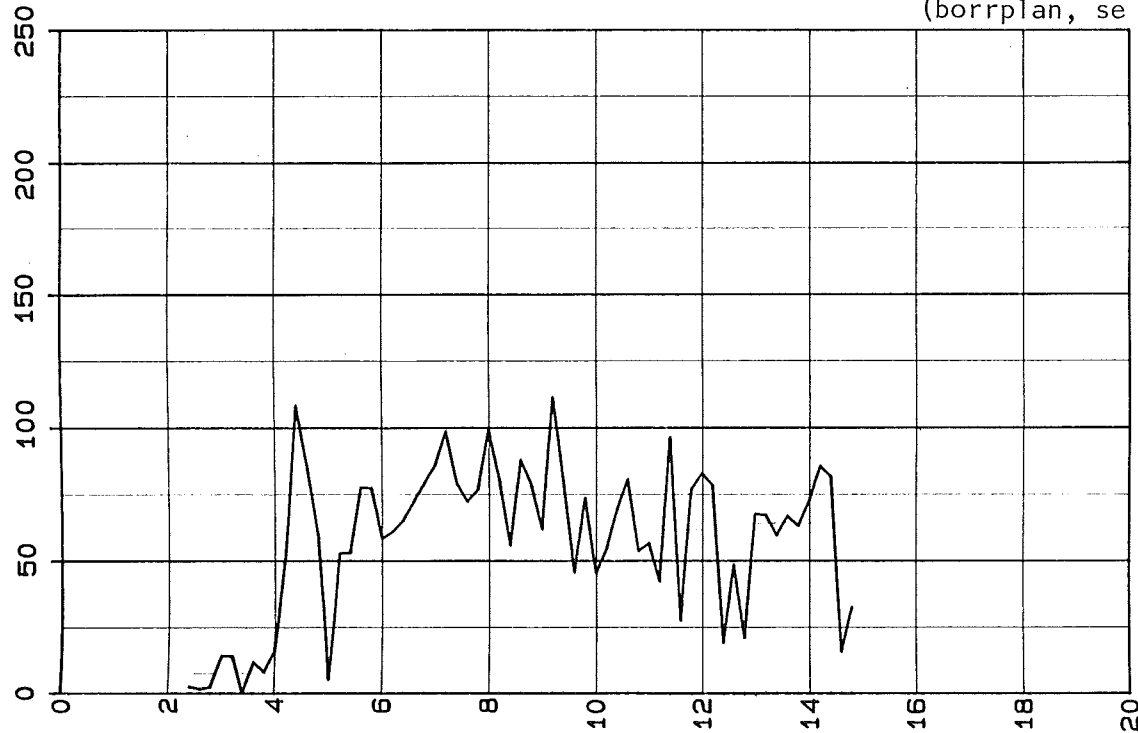


Överkonsolide-
ringsgrad OCR



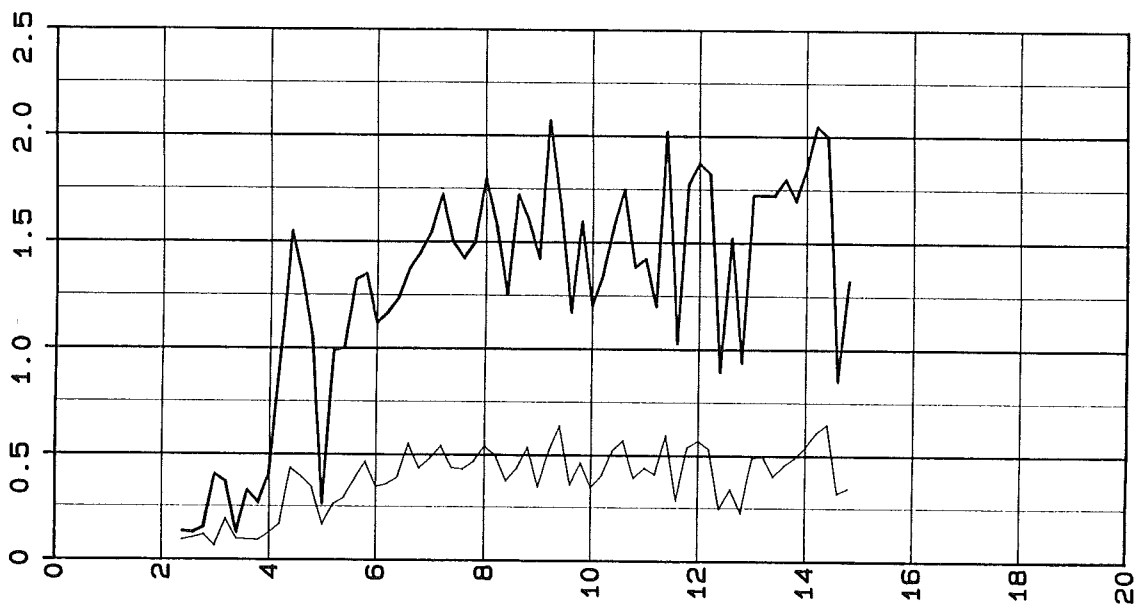
Kompressionsmodul

— M MC (MPa)



Tryck (MPa)

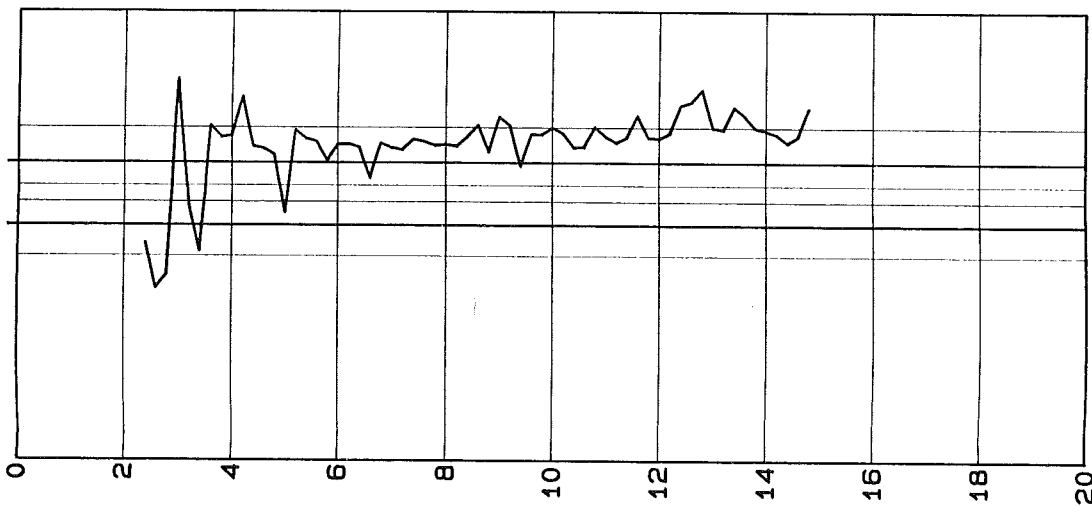
— P0 — P1



Materialindex (korrigerat)

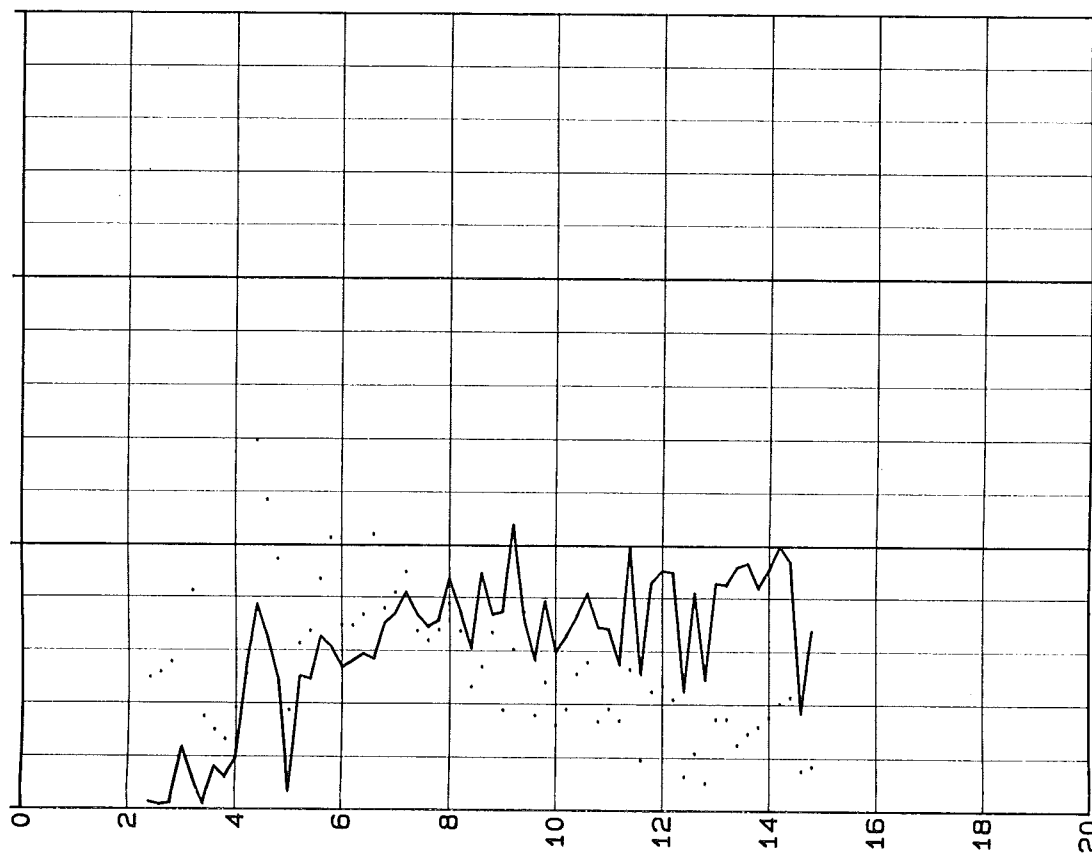
Lera och
organisk jordSilt Sand

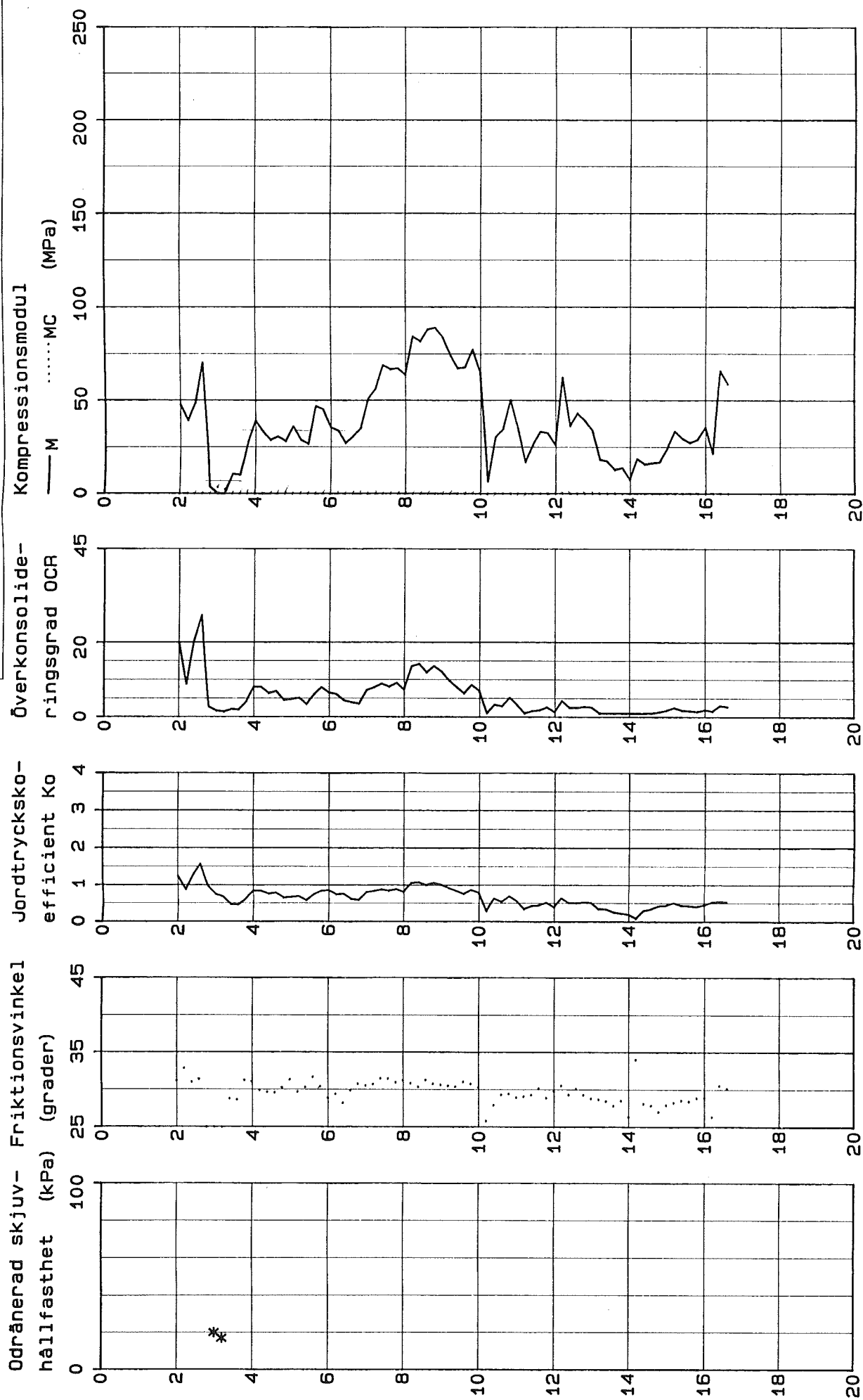
ID



Dilatometermodul och horisontellt spänningsinde

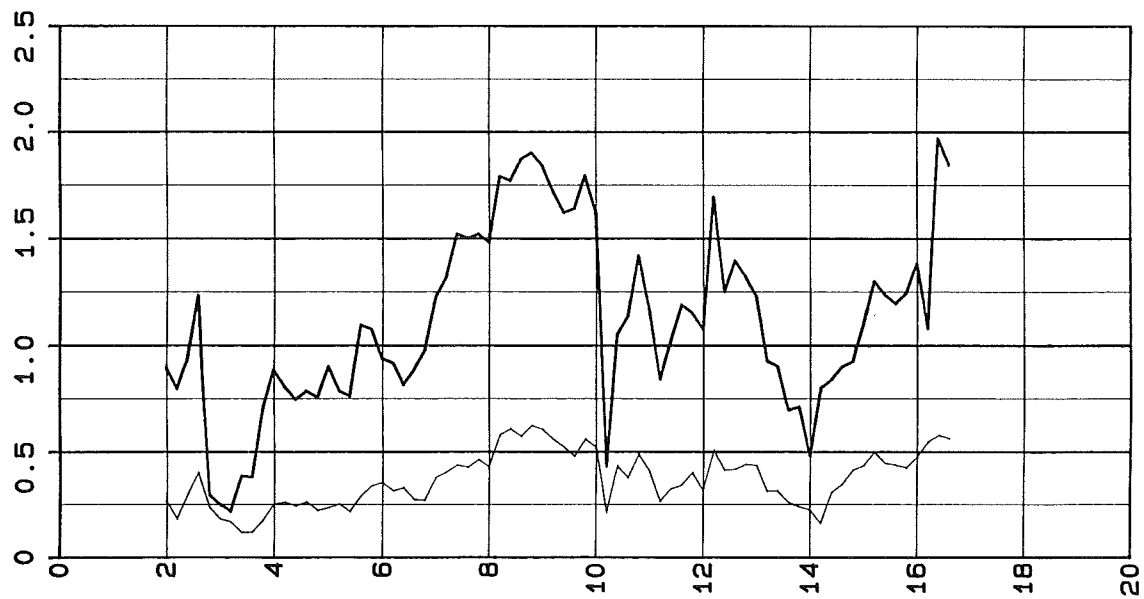
— ED KD



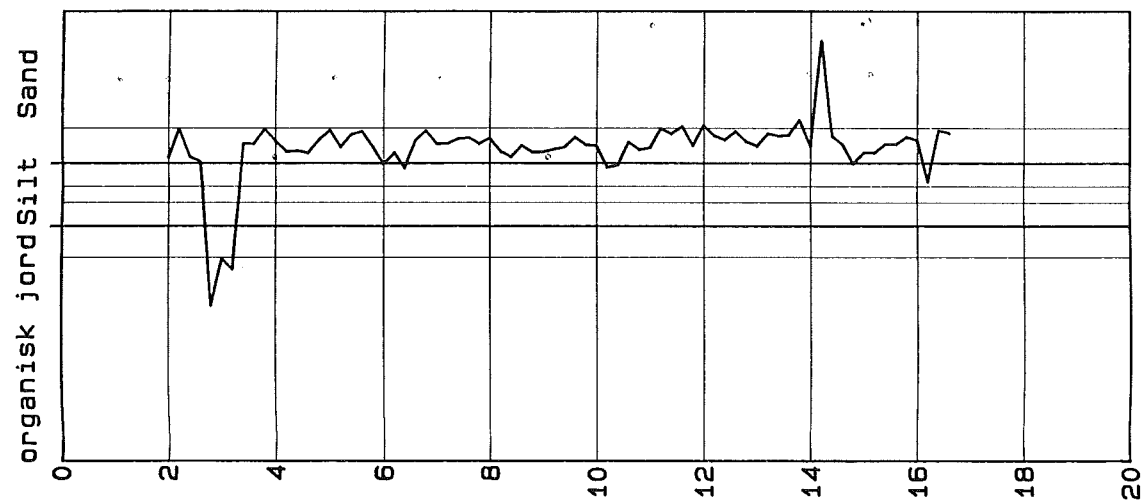


Tryck (MPa)

— P0 — P1

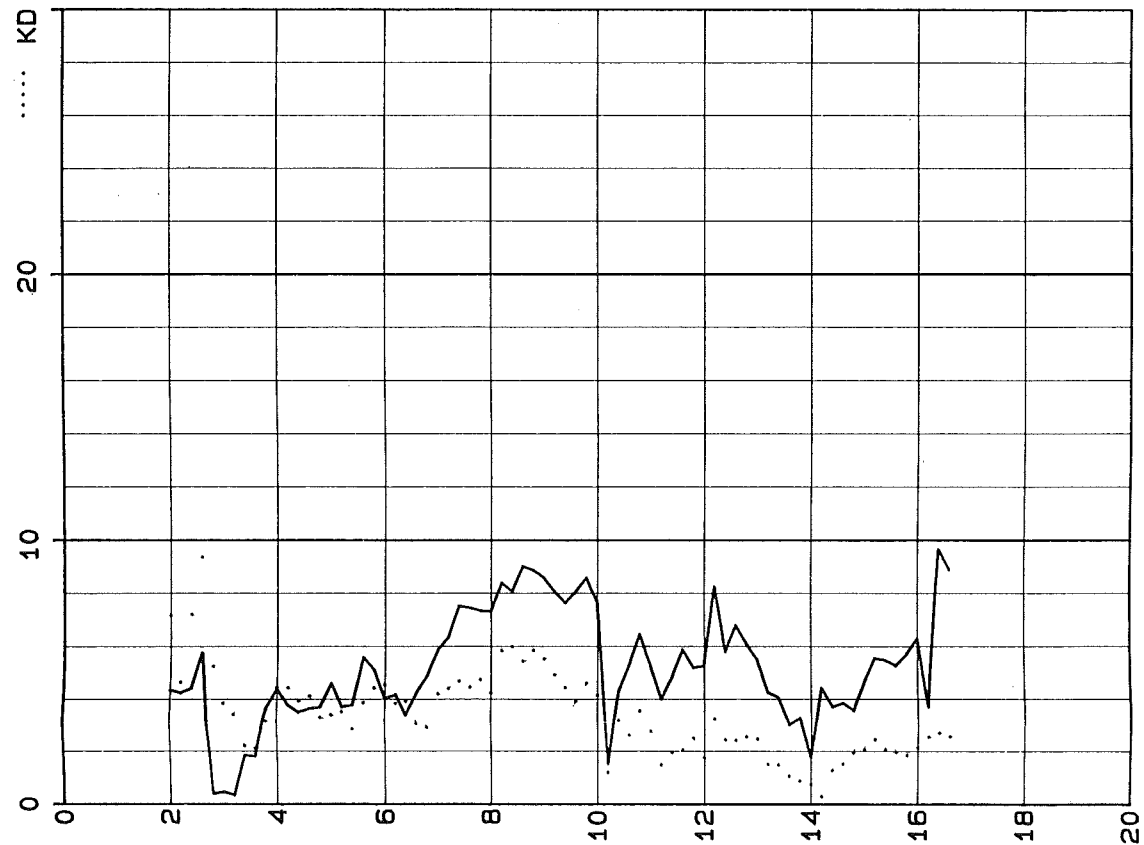


Materialindex (korrigerat)

Lera och
organisk jord
ID Silt Sand

Dilatometermodul och horisontellt spänningsinde

— ED KD



DL Mark

114

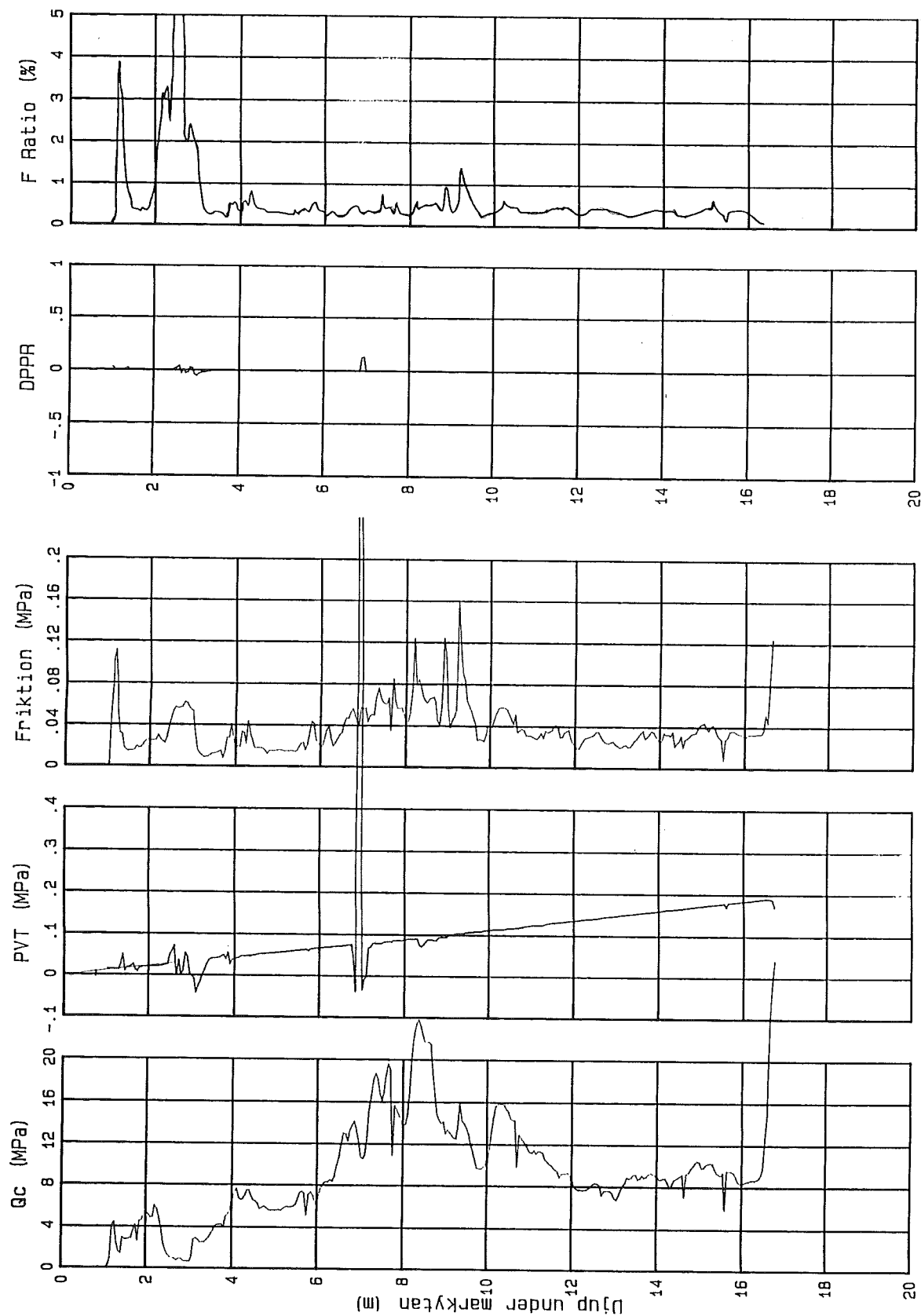
BILAGA 6

CPT-diagram

SGI

581 01 Linköping
013 - 11 51 00

Uppdragsg.: NCC ON JONKÖPING Spets nr.: 3063
Proj. nr.: 522889025-6 Hål nr.: Bh 1
Plats: ON JONKÖPING Utförd av: K HIDSJÖ
Filnamn: NCC-72 Datum: 90-08-02



BILAGA 6

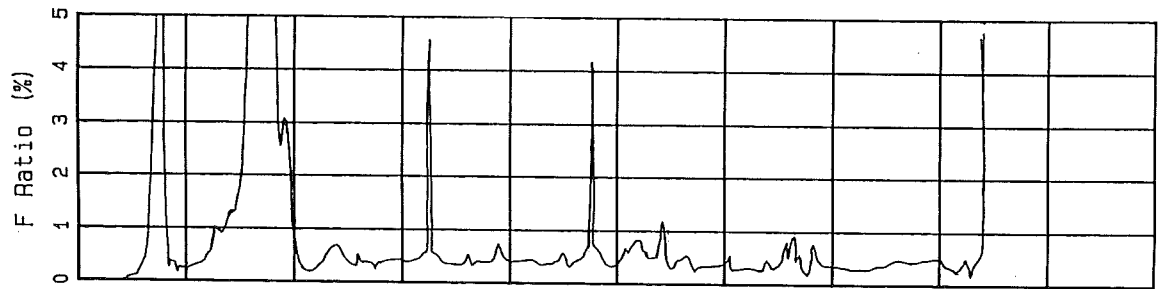
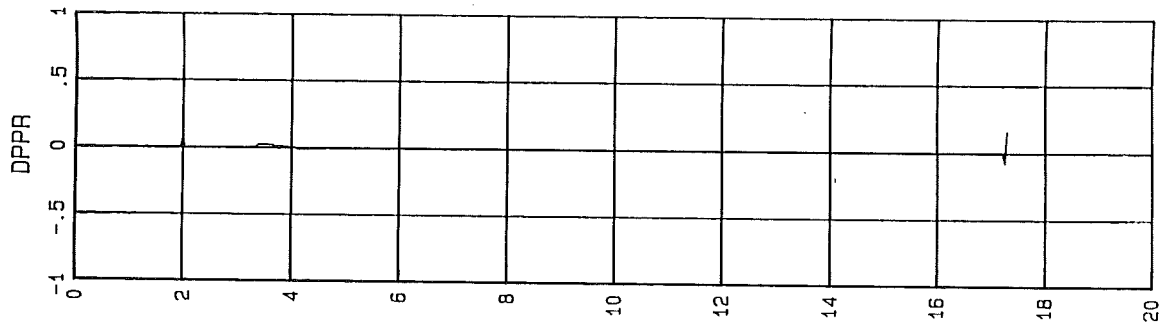
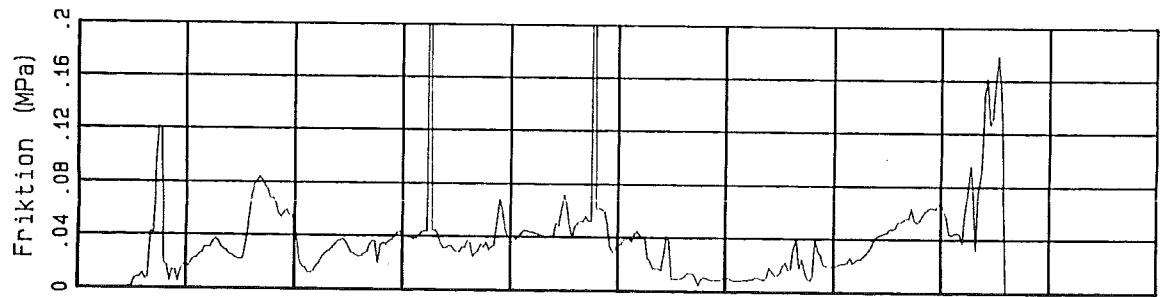
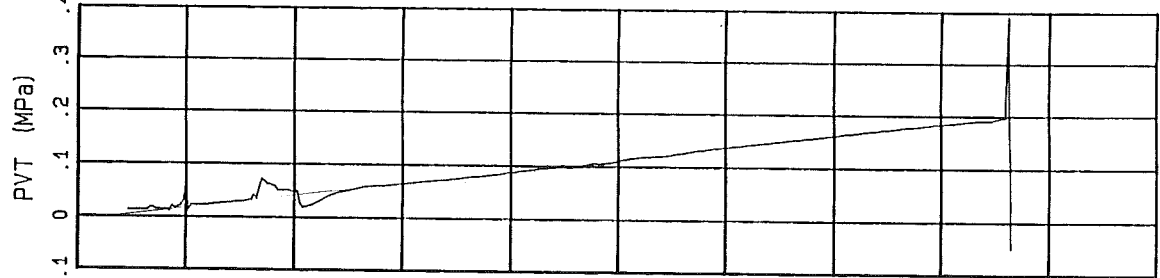
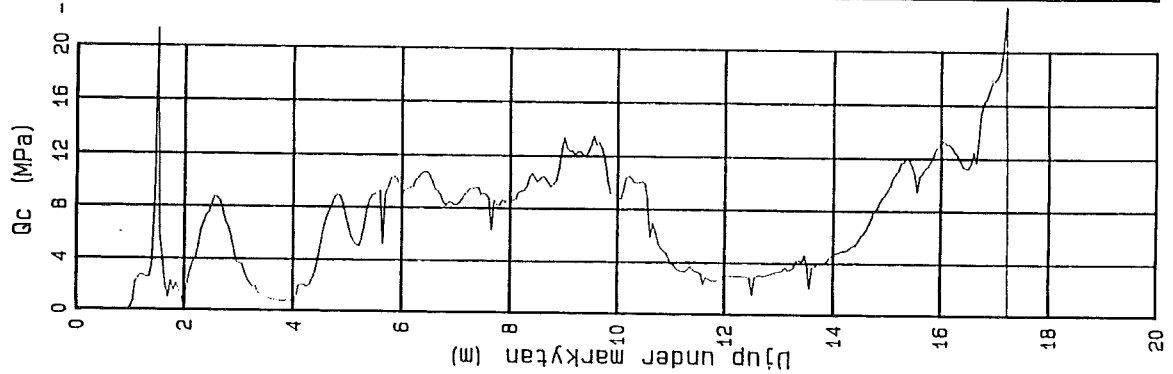
CPT-diagram

(borrplan, se fig. 2b)

SGI

581 01 Linköping
013 - 11 51 00

Uppdrags.: NCC ON JONKÖPING Spets nr.: 3063
Proj. nr.: 52889025-6 Hå1 nr.: Bk 7
Plats: ON JONKÖPING Utförd av: K HJOSJÖ
Filnamn: NCC-71 Datum: 90-08-01



Frank

118

BILAGA 7

Resultat från PDD och CAPWAP-analys av

- Pål 23 (PP23)**
- Pål 25 (PP25)**
- Pål 26 (PP26)**

PDD-011



NR: 23 (Pålnr) 90-02-08

OBJEKT : PROV.PJKP

KRANDATA

KRANTYP : BANUT
HEJARVIKT : 4 ton

PÅLDATA

PALTYP : A600
PALNUMMER : 23
PÅLLUTNING : 0 gr
MARKNIVA : +90.0 m
SPETSNIVA : +73.2 m

SLAGNING

PÅBÖRJAD : 09:14
AVSLUTAD : 10:42
90-02-08

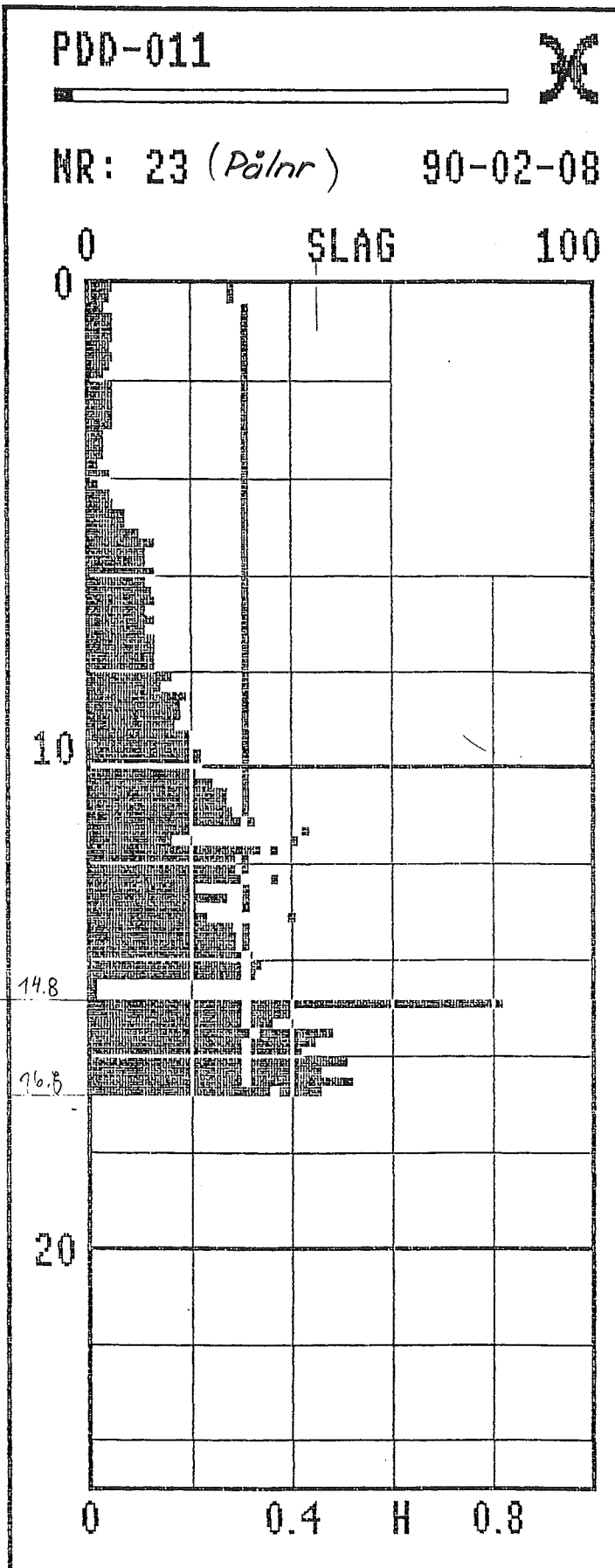
ACKUMULERAT

ANTAL SLAG : 1556

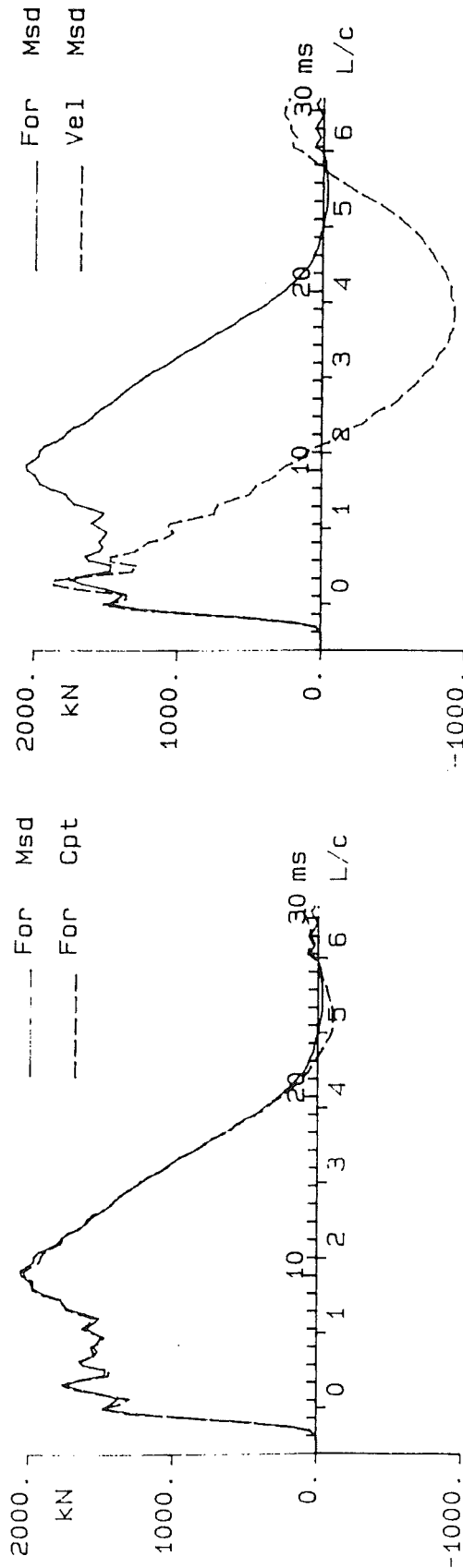
SISTA INTERVALLET

ANTAL SLAG : 1
SJUNKNING : 1 cm

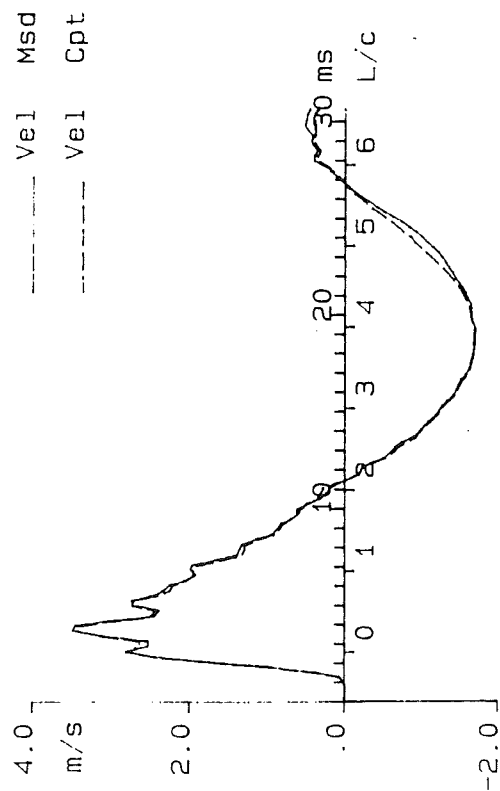
SISTA FALLHÖJD : 0.41 m



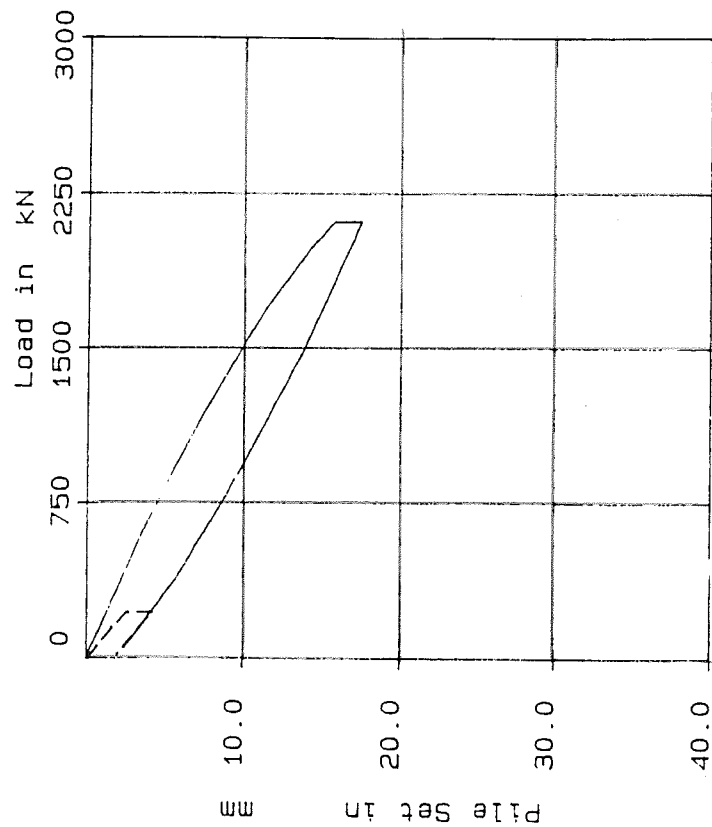
CAPWAPC
 KV ON NR 1, JÖNKÖPING PP23 A600 900213
 Blow 0 27-FEB-90 Pile 23



Pile



"CAPWAPC
KV ON NR 1, JÖNKÖPING PP23 A600 900213
Blow 0 DYNAMIC D-TOE, E-P R-TOE *Pile 23*
----- Pile Top ----- Pile Bottom



CAPWAPC

Påle 23

Kv " ON NR 1. JÖNKÖPING PP23 A600 900213

Blow No 0 27-FEB-9

Final CAPWAPC Capacity: Ru 2116.7, Skin 1891.1, Toe 225.6 kN

Soil Sgmt No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case	Damping Viscs kN /m/s	Smith s/m	Ru kN	Sum of Ru kN	Unit Skin Frct: kN /1
								2116.7	
1	2.1	.8	2.500	.048	25.8	.616	41.9	2074.9	21.59
2	4.1	2.9	2.500	.036	19.5	.616	31.7	2043.1	16.38
3	6.2	5.0	2.500	.043	23.4	.616	38.0	2005.1	19.60
4	8.3	7.0	2.500	.151	81.3	.616	132.0	1873.1	68.10
5	10.3	9.1	2.500	.348	187.4	.616	304.3	1568.7	156.98
6	12.4	11.1	2.500	.680	365.5	.847	431.3	1137.4	222.48
7	14.4	13.2	2.500	.718	386.2	.831	464.9	672.5	239.79
8	16.5	15.3	2.500	.512	275.1	.616	446.9	225.6	230.49
Sum				2.537	1364.1		1891.1		
Avrge			2.500			.721	236.4		121.99
Toe			2.500	.126	67.6	.300	225.6		4087.74

Soil Model Extensions

Skin Toe

Unloading Level (% of Ru)

0

CAPWAPC

Påle 23

Kv ON NR 1, JONKOPING

PP23 A600 900213

Blow No 0

27-FEB-9

EXTREMA TABLE

Pile Sgmnt No.	Depth below Gages m	max. Force kN	min. Force kN	max. Como. Stress kN /cm2	max. Tension Stress kN /cm2	max. trnsfd. Energy kN - m	max. Veloc. m/s	ma Disp
1	1.0	2064.5	-36.8	3.74	-.07	26.39	3.5	1.7
2	2.1	2094.4	-189.3	3.79	-.34	24.67	3.2	1.5
4	4.1	2062.1	-238.7	3.74	-.43	20.96	3.0	1.2
5	5.2	2048.5	-258.7	3.71	-.47	19.20	2.9	1.1
7	7.2	2044.4	-297.2	3.70	-.54	16.58	2.5	.9
8	8.3	2127.9	-319.0	3.85	-.58	15.69	2.2	.8
10	10.3	2053.1	-320.0	3.72	-.58	12.27	1.8	.7
12	12.4	1705.9	-272.2	3.09	-.49	8.43	1.3	.5
13	13.4	1205.9	-170.9	2.18	-.31	5.26	1.2	.5
15	15.5	804.8	-85.4	1.46	-.15	2.74	1.0	.4
16	16.5	798.2	-84.5	1.45	-.15	.81	1.0	.4
bsolute	8.3			3.86		(T=	25.6 ms)	
	10.3				-.58	(T=	44.4 ms)	

CAPWAPC

Påle 23

Kv ON NR 1, JONKOPING PP23 A600 900213

Blow No 0

27-FEB-9

PILE PROFILE AND PILE MODEL

	Depth	Area cm ²	E-Modulus kN /cm ²	Spec. Weight kN / m ³
1	.00	552.00	3800.0	24.500
2	16.50	552.00	3800.0	24.500

Segmnt No.	Depth B.G. m	Impedance kN /m/s	Tensn Slack mm	Compr. Slack mm
1	1.03	537.7	.0000	.0000
3	3.09	437.7	.0000	.0000
5	5.16	537.7	.0000	.0000
16	16.50	537.7	.0000	.0000

Pile Damping (%) 4.0, Time Incr (ms) .264, Wave Speed 3900.7

Kv ON NR 1, JONKOPING PP23 A600 900213

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	2436.	2379.	2322.	2265.	2207.	2150.	2093.	2035.	1978.	1921.
Rx	2765.	2680.	2596.	2511.	2427.	2342.	2258.	2173.	2089.	2005.
Ru	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
Ra Ra2	613.	2288.								

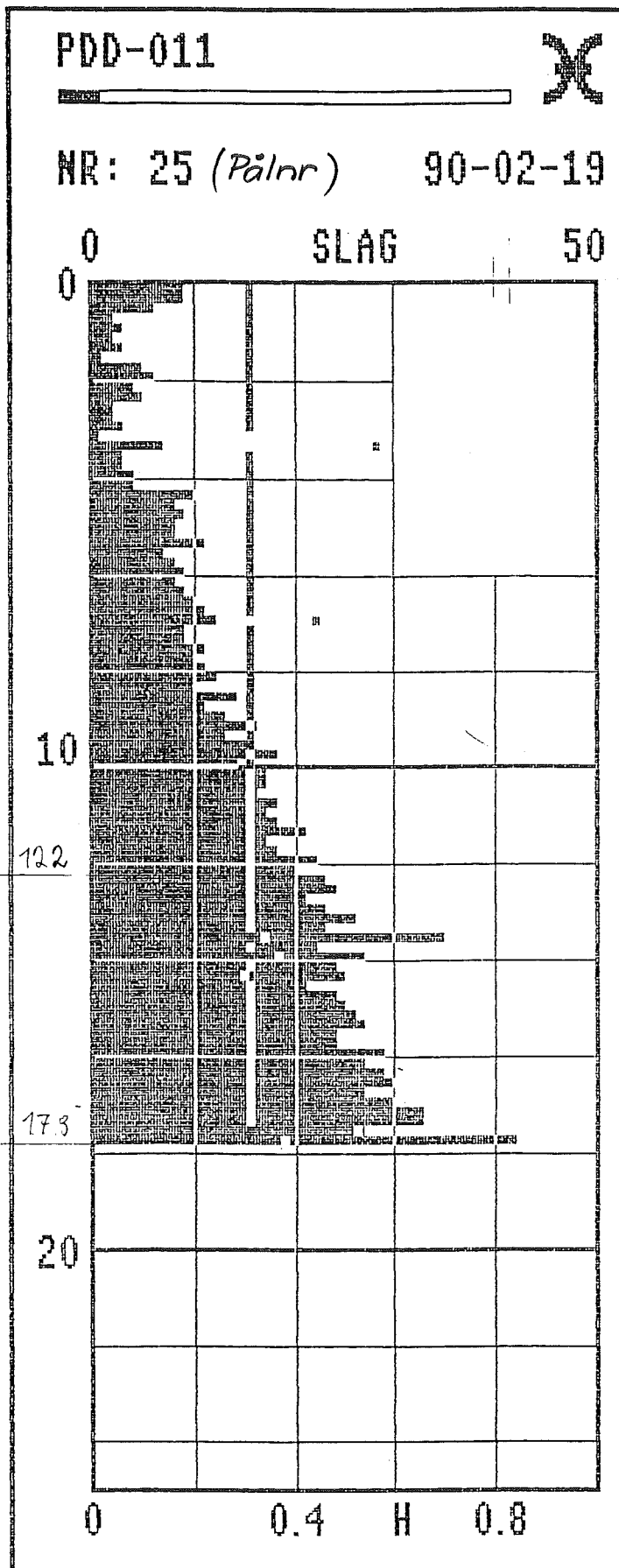
CAPWAPC

Påle 23

Kv ON NR 1. JONKOPING PP23 A600 900213
Date 0 27-FEB-90

DYNAMIC D-TOE. E-P R-TOE

I	Top Load	Top Set	Bot. Load	Bot. Set
	kN	CM	kN	CM
7	121.7	.071	6.9	.008
8	313.9	.183	17.7	.020
9	613.2	.362	35.1	.039
10	944.4	.581	57.3	.063
11	1232.2	.785	79.7	.088
12	1434.1	.939	99.0	.110
13	1586.7	1.062	116.0	.129
14	1725.8	1.179	133.6	.148
16	1926.2	1.367	169.5	.188
19	2041.7	1.490	200.5	.222
22	2116.7	1.580	225.6	.254
50	1964.5	1.657	217.0	.409
52	1817.6	1.571	208.7	.400
54	1641.0	1.468	198.8	.389
56	1471.1	1.363	188.5	.378
58	1310.2	1.257	177.9	.366
60	1155.4	1.153	167.2	.354
62	1004.5	1.047	155.7	.341
64	858.9	.942	144.0	.328
66	722.1	.840	131.5	.315
68	607.2	.747	118.6	.300
70	489.4	.652	105.5	.286
72	383.5	.563	91.8	.271
75	266.9	.453	71.0	.248
78	149.7	.343	50.0	.224



OBJEKT : PROV. JKP

KRANDATA

KRANTYP : BANUT
HEJARVIKT : 4 ton

PÅLDATA

PÅLTYP : A600
PÅLNUMMER : 25
PÅLLUTNING : 0 gr
MARKNIVA : +90.0 m
SPETSNIVA : +72.2 m

SLAGNING

PÅBÖRJAD : 09:27
AVSLUTAD : 10:30
90-02-19

ACKUMULERAT

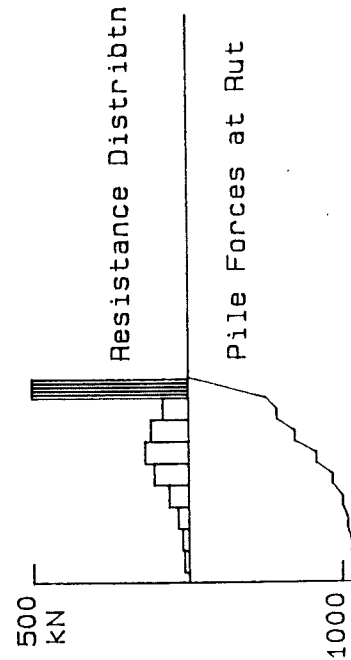
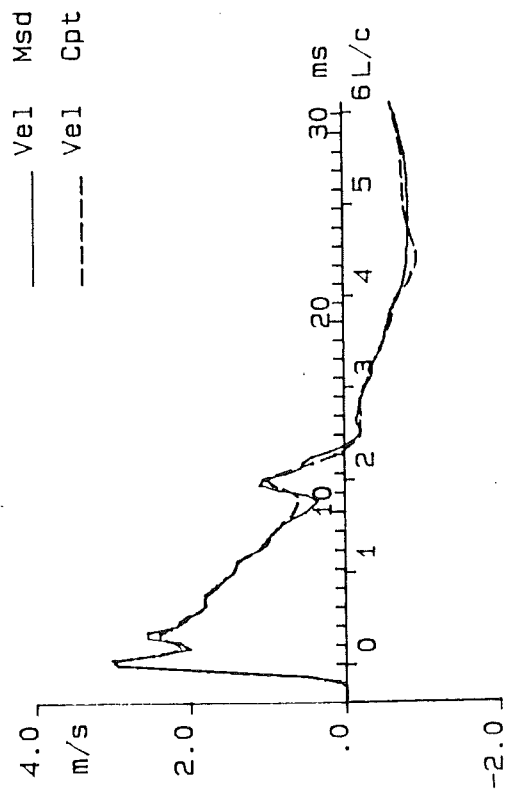
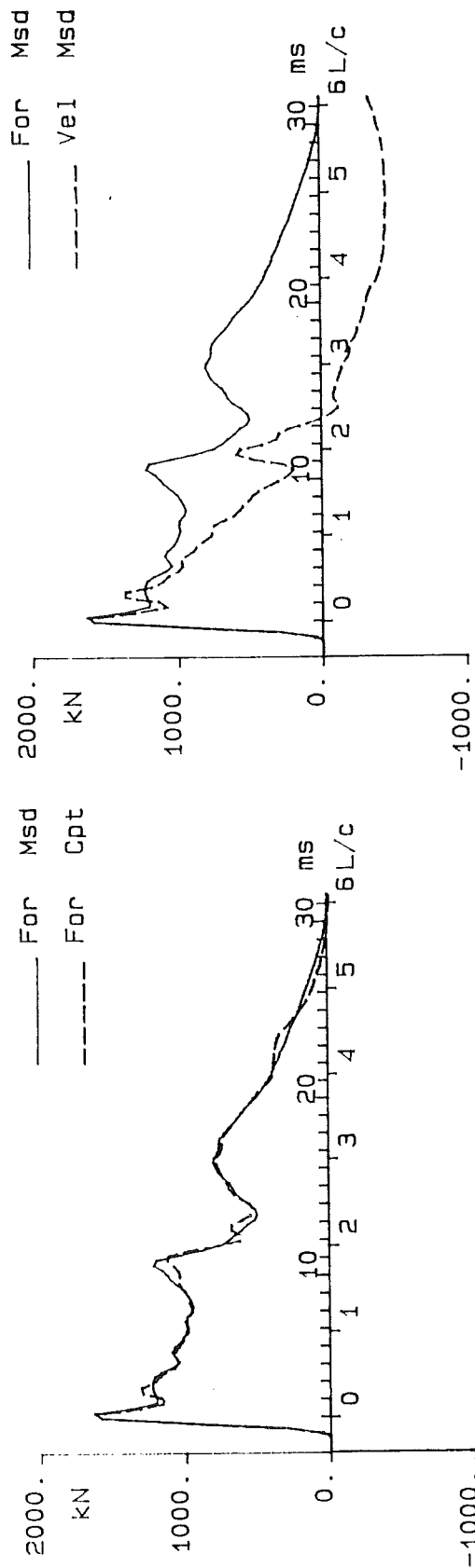
ANTAL SLAG : 1392

SISTA INTERVALLET

ANTAL SLAG : 16
SJUNKNING : 14 cm

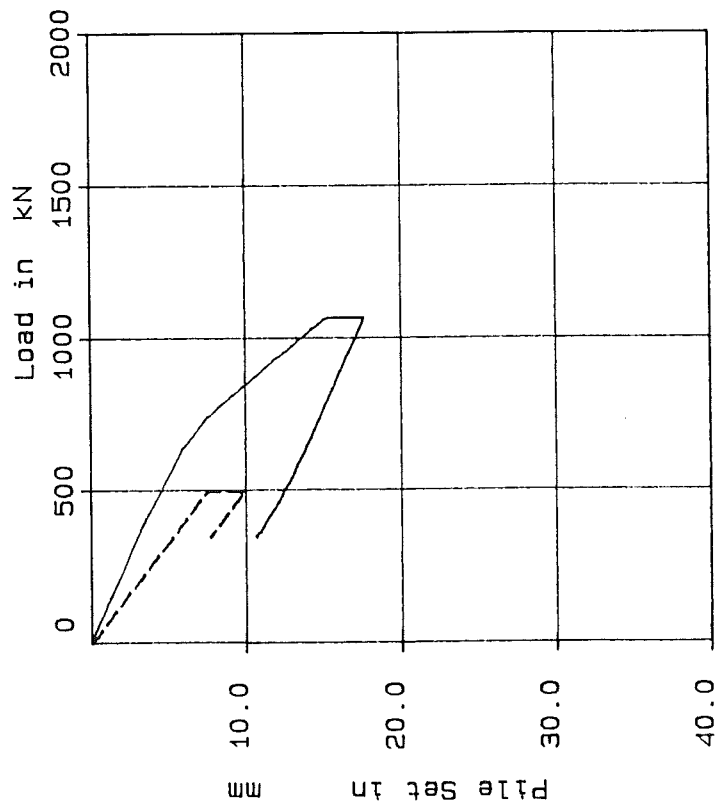
SISTA FALLHÖJD : 0.76 m

CAPWAPC
 "KV ÖN NR 1, JÖNKÖPING PP25 A600 900219
 Blow 0 07-JUN-90
Pile 25



CAPWAPC
KV ÖN NR 1, JÖNKÖPING PP25 A600 900219
Blow 0 DYNAMIC D-TOE, E-P R-TOE
Pile Top ----- Pile Bottom

Pile 25



CAPWAPC

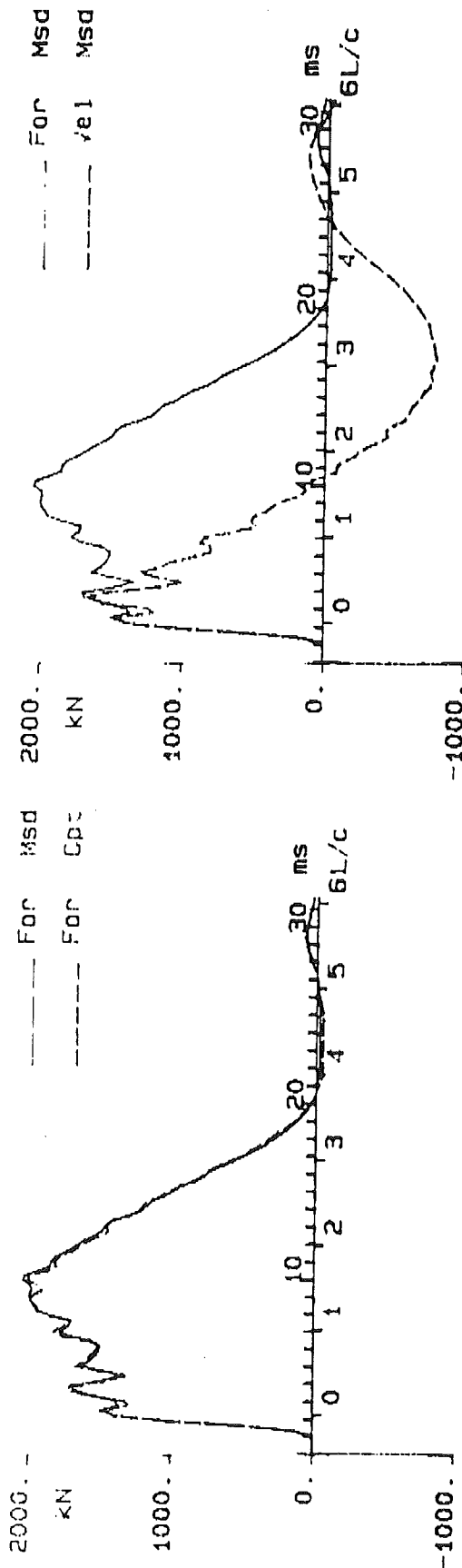
KV ÖN NR 1, JÖNKÖPING PP25 A600 900606

Blow 0 12-JUN-90

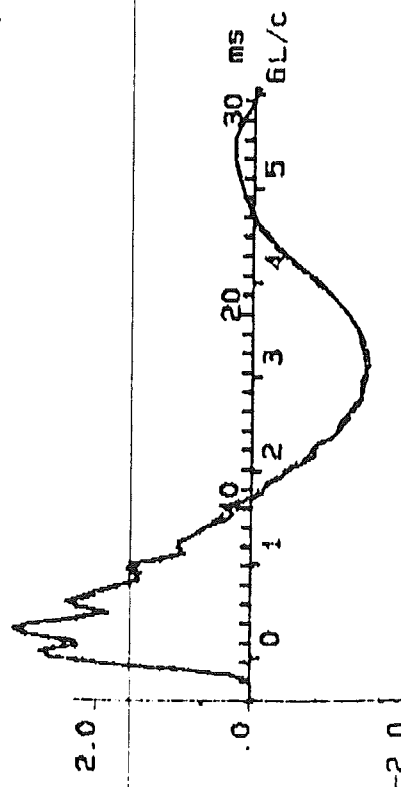
Påle 25

HERCULES GRUNDLAGNING	Date 06.06.90	No. of pages 13
To	Christer Noren	
	NCC-teknik, Göteborg	
From	Matti Thalberg	

HERCULES
GRUNDLAGNING

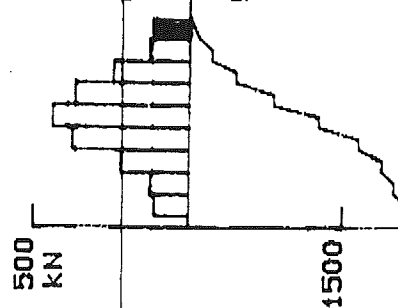


Vel Msd
Vel Cpt



Resistance Distribtn

Pile Forces at Rut



$\delta = 3/1$
 $h = 120$

CAPWAPC

Påle 25

Kv ON NR 1. JONKOPING PP25 A600 900606
Date 0 12-JUN-90

DYNAMIC D-TOE. E-P R-TOE

I	Top Load kN	Top Set CM	Bot. Load kN	Bot. Set CM
7	268.4	.113	.0	.007
8	767.3	.337	4.9	.020
9	1265.8	.622	12.9	.041
10	1621.7	.864	22.4	.066
11	1814.1	1.014	30.6	.088
13	1971.2	1.158	41.8	.117
25	2076.3	1.354	83.5	.227
34	2101.4	1.445	108.6	.297
43	1876.4	1.377	98.1	.320
44	1639.4	1.277	87.0	.316
45	1380.1	1.160	73.5	.312
46	1156.3	1.044	58.6	.307
47	974.2	.944	44.9	.303
48	863.9	.877	34.1	.299
50	669.3	.759	15.2	.293
52	544.0	.677	.0	.288
57	412.3	.582	.0	.276
60	286.7	.492	.0	.265
63	172.5	.400	.0	.250

CAPWAPC

Pile 25

Kv ON NR 1. JONKOPING PP25 A600 900606

Blow No 0 12-JUN-90

PILE PROFILE AND PILE MODEL

	Depth	Area cm ²	E-Modulus kN /cm ²	Spec. Weight kN / m ³
1	.00	552.00	3800.0	24.500
2	17.80	552.00	3800.0	24.500

Segmnt No.	Depth B.G. m	Impedance kN /m/s	Tensn Slack mm	Compr. Slack mm
1	1.05	537.7	.0000	.0000
8	8.38	537.7	.0000	.0000
16	16.75	537.7	.0000	.0000
17	17.80	537.7	.0000	.0000

Pile Damping (%) 2.0. Time Incr (ms) .285. Wave Speed 3670.0

Kv ON NR 1. JONKOPING PP25 A600 900606

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	2367.	2325.	2282.	2239.	2196.	2154.	2111.	2068.	2025.	1983
Rx	2624.	2551.	2479.	2406.	2334.	2261.	2188.	2116.	2044.	1993
Ru	2380.	2338.	2297.	2255.	2214.	2172.	2131.	2089.	2047.	2006
Ra Ra2	-195.	2072.								

CAPWAPC

Pile 25

KV ON NR 1, JONKOPING

PP25 A600 900606

Blow No 0

12-JUN-90

File Sgmt No.	Depth below Gages m	max. Force kN	EXTREMA TABLE		max. Tension Stress kN /cm2	max. trnsfd. Energy kN - m	max. Veloc. m/s	max. Displ c
			min. Force kN	max. Como. Stress kN /cm2				
1	1.0	2048.4	-33.8	3.71	-.06	21.97	3.1	1.42
2	2.1	2093.3	-144.5	3.79	-.26	20.19	2.8	1.22
4	4.2	2014.2	-194.3	3.65	-.35	16.35	2.5	1.02
5	5.2	2082.7	-234.9	3.77	-.43	15.44	2.3	.93
7	7.3	1980.7	-251.6	3.59	-.46	12.15	1.9	.74
9	9.4	1758.1	-222.8	3.18	-.40	8.63	1.5	.58
11	11.5	1366.3	-157.2	2.48	-.28	5.31	1.1	.46
12	12.6	908.9	-81.2	1.65	-.15	3.17	1.1	.42
14	14.7	573.6	-47.3	1.04	-.09	1.73	.9	.36
16	16.8	431.0	-31.7	.78	-.06	.95	.8	.33
17	17.8	383.2	-37.8	.69	-.07	.61	.9	.32
bsolute	3.1			3.87		(T=	27.4 ms)	
	7.3				-.46	(T=	41.4 ms)	

CAPWAPC

Pile 25

KV ON NR 1. JONKOPING PP25 A600 900606

Blow No 0 12-JUN-90

Final CAPWAPC Capacity: Ru 2101.4, Skin 1992.8, Toe 108.6 kN

Soil Sgmnt No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case	Damping Viscs kN /m/s	Smith s/m	Ru kN	Sum of Ru kN	Unit Skin Frctn kN /m
								2101.4	
1	3.1	2.0	1.528	.096	51.4	.474	108.5	1992.9	55.13
2	5.2	4.1	1.528	.108	58.1	.474	122.5	1870.3	62.25
3	7.3	6.2	1.528	.238	128.1	.589	217.7	1652.7	110.57
4	9.4	8.3	1.528	.467	251.2	.675	372.0	1280.6	189.00
5	11.5	10.4	1.528	.480	258.4	.587	439.8	840.8	223.43
6	13.6	12.5	1.528	.368	197.8	.542	364.7	476.1	185.29
7	15.7	14.6	1.528	.213	114.8	.474	242.3	233.8	123.08
8	17.8	16.7	1.528	.110	59.3	.474	125.1	108.6	63.58
Sum				2.081	1119.0		1992.8		
Average			1.528			.562	249.1		126.54
Toe			2.869	.479	257.7	2.372	108.6		1968.01

Soil Model Extensions

Unloading Quake	(% of loading quake)	100	12
Unloading Level	(% of Ru)	5	
Resistance Gap	(mm)		.18
Soil Plug Weight	(kN)		.58

Still

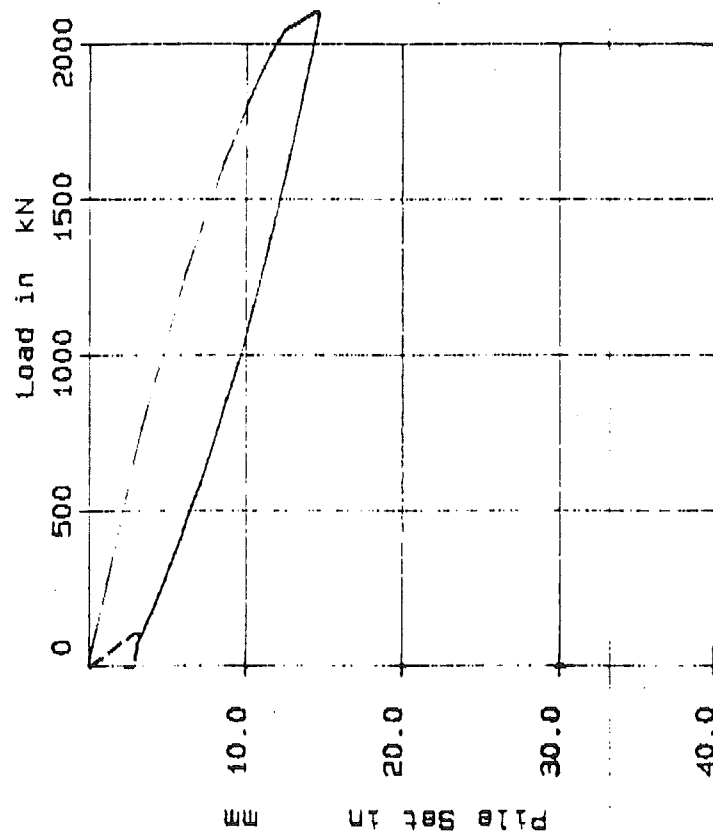
CAPWAPC

Page 25

KV ON NR 1, JONKOPING PP25 A600 900606

BLOW 0 DYNAMIC D-TOE, E-P R-TOE

--- Pile Top ----- Pile Bottom



CAPWAPC

Påle 25

KV ON NR 1, JONKOPING PP25 A600 900219

Blow No 0

07-JUN-90

Final CAPWAPC Capacity: Ru 1070.6, Skin 570.2, Toe 500.4 kN

Soil Sgmnt No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case	Damping Viscs kN /m/s	Smith s/m	Ru kN	Sum of Ru kN	Unit Skin Frctn kN /m
								1070.6	
1	3.1	2.1	2.471	.015	8.3	.597	14.0	1056.6	7.09
2	5.2	4.2	2.471	.024	13.0	.597	21.7	1034.9	11.02
3	7.3	6.3	2.471	.036	19.4	.597	32.5	1002.4	16.53
4	9.4	8.4	2.471	.069	36.9	.597	61.7	940.6	31.36
5	11.5	10.5	2.471	.120	64.5	.597	108.1	832.6	54.90
6	13.6	12.6	2.471	.150	80.6	.597	135.1	697.5	68.62
7	15.7	14.7	2.471	.131	70.4	.597	117.9	579.6	59.92
8	17.8	16.8	2.471	.088	47.2	.597	79.1	500.4	40.21
Sum				.633	340.4		570.2		
Avrge			2.471			.597	71.3		36.21
Toe			7.514	.281	151.3	.302	500.4		9065.33

Soil Model Extensions

Skin Toe

Unloading Level (% of Ru)
Resistance Gap (mm)

2
.02

CAPWAPC

Påle 25

KV ON NR 1, JONKOPING PP25 A600 900219

Blow No 0

07-JUN-90

EXTREMA TABLE								
Pile Sgmnt No.	Depth below Gages m	max. Force kN	min. Force kN	max. Como. Stress kN /cm2	max. Tension Stress kN /cm2	max. trnsfd. Energy kN - m	max. Veloc. m/s	max Displ c
1	1.0	1641.7	-12.5	2.97	-.02	18.70	3.0	1.66
2	2.1	1642.4	-37.1	2.98	-.07	18.59	3.0	1.60
4	4.2	1627.4	-43.0	2.95	-.08	17.83	3.0	1.52
5	5.2	1639.1	-48.0	2.97	-.09	17.63	3.0	1.47
7	7.3	1622.6	-48.9	2.94	-.09	16.61	2.9	1.38
9	9.4	1611.8	-40.8	2.92	-.07	15.36	2.8	1.28
11	11.5	1582.8	-15.5	2.87	-.03	13.58	2.6	1.19
12	12.6	1427.2	-.3	2.59	.00	11.28	2.5	1.15
14	14.7	1297.9	-.2	2.35	.00	8.59	2.3	1.08
16	16.8	968.7	-.1	1.75	.00	6.44	2.6	1.02
17	17.8	710.8	.0	1.29	.00	5.28	3.0	.99
bsolute	3.1			2.99		(T=	21.5 ms)	
	7.3				-.09	(T=	49.9 ms)	

CAPWAPC

Påle 25

KV ON NR 1, JONKOPING PP25 A600 900219

Blow No 0

07-JUN-90

PILE PROFILE AND PILE MODEL

	Depth	Area cm ²	E-Modulus kN /cm ²	Spec. Weight kN / m ³
1	.00	552.00	3800.0	24.500
2	.17.80	552.00	3800.0	24.500

Segmnt No.	Depth B.G. m	Impedance kN /m/s	Tensn Slack mm	Compr. Slack mm
1	1.05	537.7	.0000	.0000
8	8.38	537.7	.0000	.0000
16	16.75	537.7	.0000	.0000
17	17.80	537.7	.0000	.0000

File Damping (%) 2.0, Time Incr (ms) .287, Wave Speed 3650.0

KV ON NR 1, JONKOPING PP25 A600 900219

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	1735.	1590.	1446.	1301.	1157.	1012.	868.	723.	578.	434
Rx	1735.	1590.	1446.	1301.	1198.	1157.	1118.	1078.	1038.	1001
Ru	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0
Ra Ra2	701.	1267.								

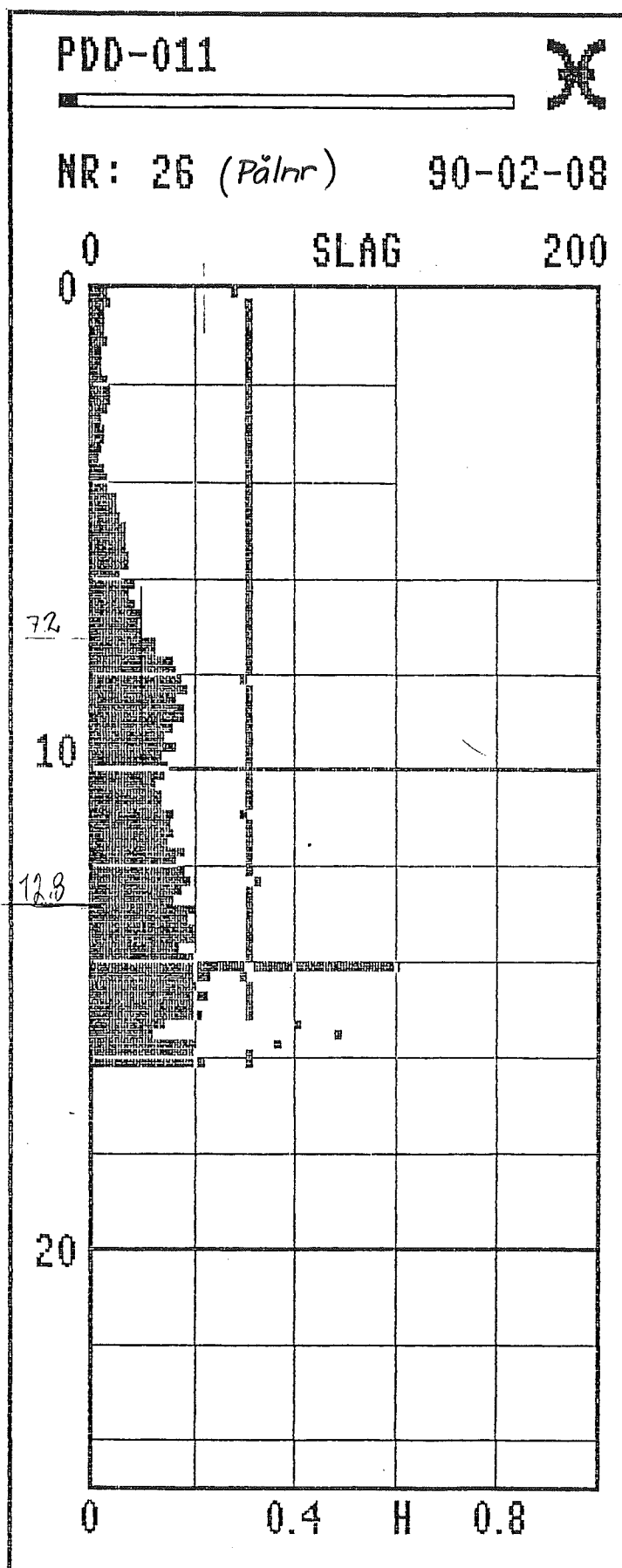
CAPWAPC

Påle 25

KV ON NR 1, JONKOPING PP25 A600 900219
Date 0 07-JUN-90

DYNAMIC D-TOE, E-P R-TOE

I	Top Load	Top Set	Bot. Load	Bot. Set
	kN	CM	kN	CM
4	149.8	.130	24.9	.039
5	391.0	.340	66.2	.101
6	639.4	.595	121.4	.183
7	743.0	.756	172.8	.261
9	812.5	.920	242.3	.365
11	874.0	1.064	303.8	.457
13	931.6	1.200	361.5	.544
16	997.3	1.354	427.2	.643
20	1064.9	1.513	494.8	.744
21	1070.6	1.539	500.4	.765
44	999.9	1.710	488.4	.979
46	892.5	1.617	470.1	.952
47	832.4	1.565	459.9	.936
48	777.5	1.517	450.6	.922
50	700.0	1.449	437.3	.902
53	641.7	1.396	426.7	.887
60	586.1	1.344	416.1	.871
64	523.7	1.282	403.2	.851
67	460.3	1.214	388.4	.829
70	400.2	1.143	370.9	.803



OBJEKT : PROV. JKP

KRANDATA

KRANTYP : BANUT
HEJARVIKT : 4 ton

PALDATA

PALTYP : A800
PALNUMMER : 26
PALLUTNING : 0 gr
MARKNIVA : +90.0 m
SPETSNIVA : +73.8 m

SLAGNING

PABÖRJAD : 10:51
AVSLUTAD : 12:47
90-02-08

ACKUMULERAT

ANTAL SLAG : 1947

SISTA INTERVALLET

ANTAL SLAG : 16
SJUNKNING : 8 cm

SISTA FALLHÖJD : 0.41 m

PDI PILE DRIVING ANALYSE™

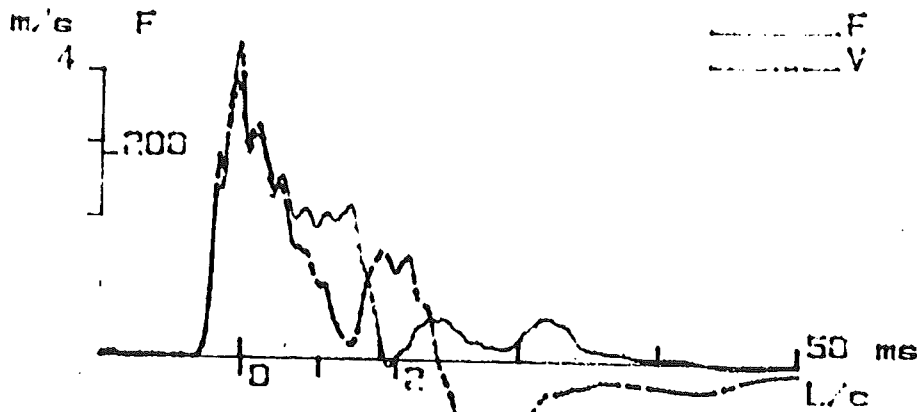


FIG:.....

Påle 26



Z 356 (338)

BL/c 114

ST 100

BM 6

VMX 437

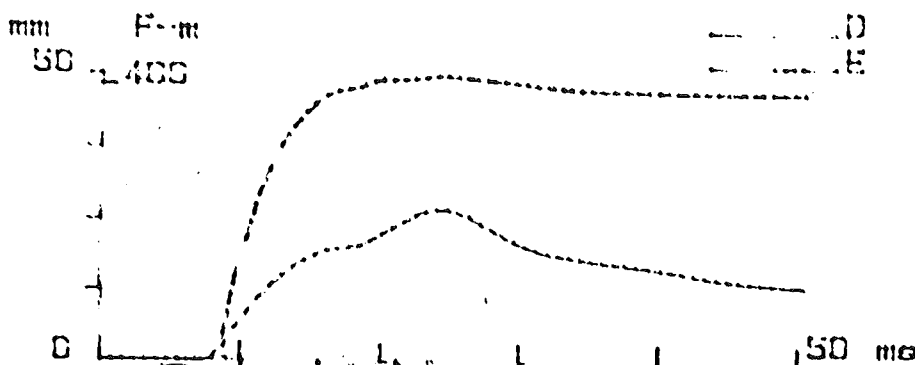
EMX 416



CTH -9

RMX 113

FMX 273

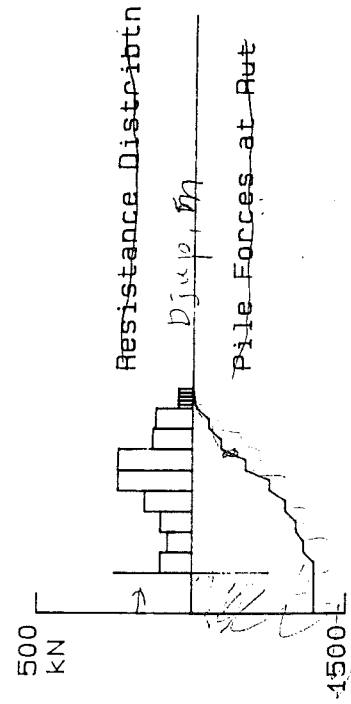
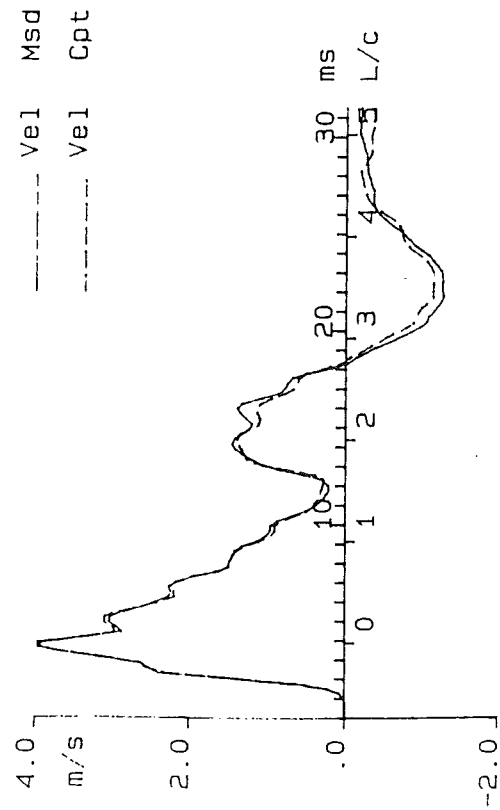
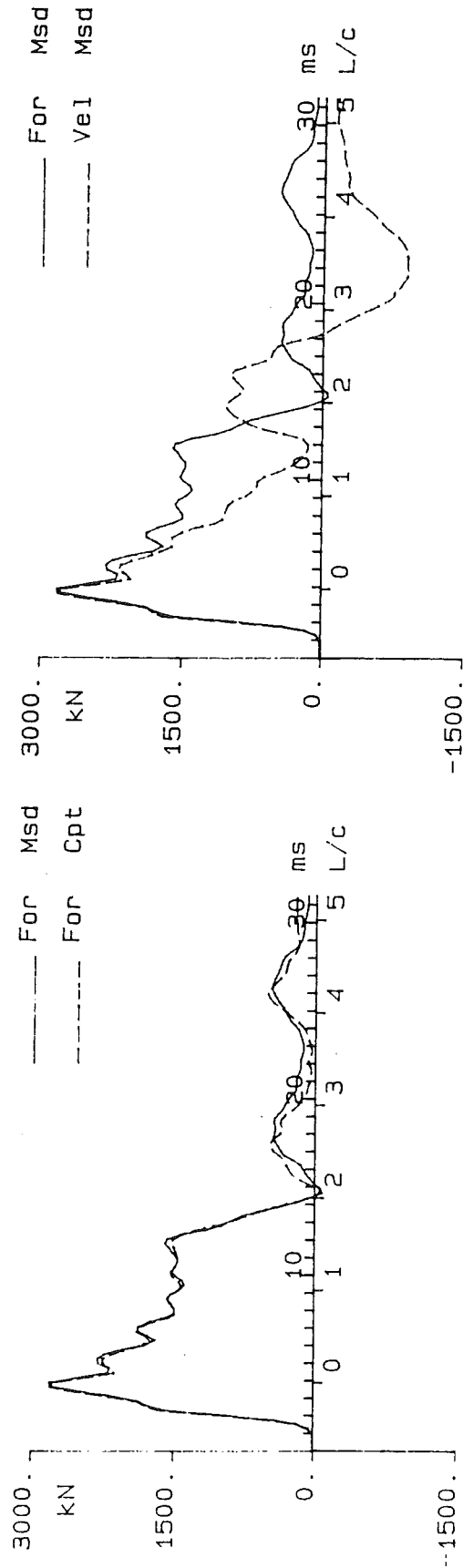


OBS!

ARB. PLATS:.....
PÅLE NR: 26..... PÅLTYP:.....
PÅLLÄNGD: 12,3 + 11.....M
DATUM: 15/2.....

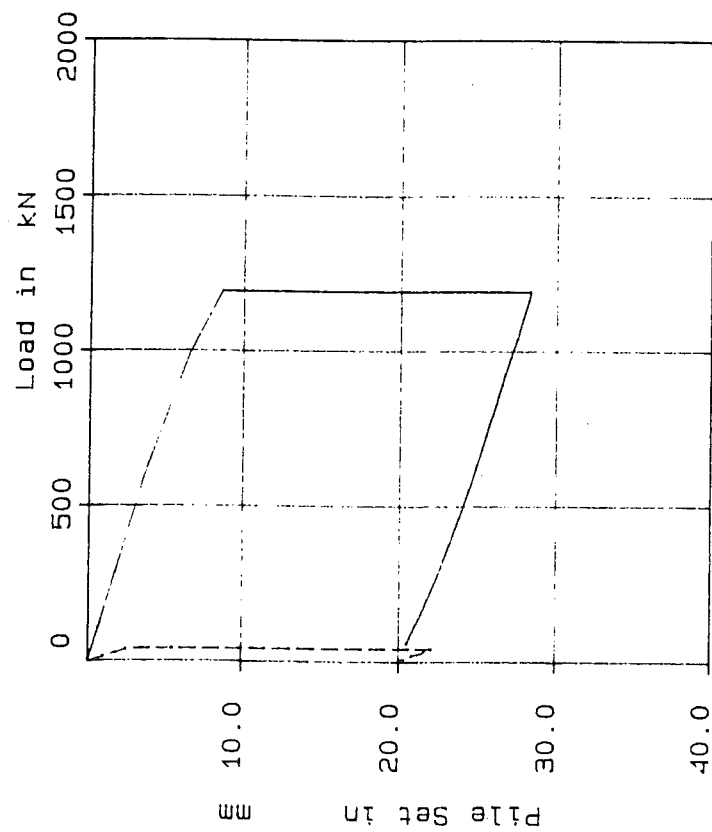
MÄTLÄNGD: 20,5.....M
DJUP UNDER M.Y: 16,1.....M
FALLHÖJD: 140.....CM
SJUNKNING: 20.....MM/10 SLAG

"CAPWAPC
KV ON NR 1. JÖNKÖPING PP26 B600 900215
Blow 0 28-FEB-90



CAPWAPC
KV ON NR 1, JÖNKÖPING PP26 B600 900215
Blow 0 DYNAMIC D-TOE, E-P R-TOE
----- Pile Top ----- Pile Bottom

Påle 26



CAPWAPC

Påle 26

Kv "ON NR 1. JÖNKÖPING PP26 B600 900215

Blow No 0 28-FEB-9

Final CAPWAPC Capacity: Ru 1196.8, Skin 1153.0, Toe 43.8 kN

Soil Sgmnt No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case	Damping Viscs /m/s	Smith s/m	Ru kN	Sum of Ru kN	Uni Sk Frct kN /
1	6.2	.7	2.500	.036	25.3	.250	101.1	1196.8	45.6
2	8.2	2.8	2.500	.028	19.5	.250	78.2	1095.7	35.3
3	10.2	4.8	2.500	.036	25.3	.250	101.1	1017.5	45.6
4	12.3	6.9	2.500	.053	38.0	.250	151.9	916.4	68.6
5	14.3	8.9	2.500	.084	59.4	.250	237.5	764.4	107.2
6	16.4	11.0	2.500	.083	59.1	.250	236.3	527.0	106.7
7	18.4	13.0	2.500	.045	32.0	.250	128.1	290.6	57.8
8	20.5	15.1	2.500	.042	29.7	.250	118.7	162.5	53.6
Sum				.406	288.3		1153.0		
Avrge			2.500			.250	144.1		65.0
Toe			2.500	.016	11.4	.261	43.8		601.3

Soil Model Extensions

Skin Toe

Unloading Level (% of Ru)
Soil Plug Weight (kN)

0

.92

CAPWAPC

Påle 26

Kv ON NR 1, JONKOPING PP26 B600 900215

Blow No 0 28-FEB-9

EXTREMA TABLE

Pile Sgmt No.	Depth below Gages m	max. Force kN	min. Force kN	max. Como. Stress kN /cm2	max. Tension Stress kN /cm2	max. trnsfd. Energy kN - m	max. Veloc. m/s	ma Disp
1	1.0	2792.7	-63.7	3.83	-.09	41.30	4.0	2.6
2	2.0	2821.5	.0	3.87	.00	41.47	3.9	2.5
4	4.1	2878.9	.0	3.95	.00	41.32	3.8	2.4
6	6.2	2960.2	-30.3	4.06	-.04	41.10	3.7	2.4
8	8.2	2853.4	-103.5	3.91	-.14	37.38	3.6	2.3
10	10.2	2825.5	-161.9	3.88	-.22	34.52	3.4	2.3
12	12.3	2806.4	-133.8	3.85	-.18	31.02	3.2	2.2
14	14.3	2721.0	-97.7	3.73	-.13	26.02	3.1	2.2
16	16.4	2345.5	-86.1	3.22	-.12	18.39	3.4	2.2
18	18.4	1379.6	-51.8	1.89	-.07	10.68	4.0	2.2
19	19.5	1033.1	-90.9	1.42	-.12	6.31	4.2	2.2
20	20.5	549.4	-19.8	.75	-.03	1.61	4.6	2.2
bsolute	6.2			4.06		(T=	23.6 ms)	
	10.2				-.22	(T=	43.9 ms)	

CAPWAPC

Påle 26

Kv ON NR 1, JONKOPING PP26 B600 900215

Blow No 0 28-FEB-

PILE PROFILE AND PILE MODEL

	Depth	Area cm2	E-Modulus kN /cm2	Spec. Weight kN / m3
1	.00	729.00	3800.0	24.500
2	20.50	729.00	3800.0	24.500
Segmnt No.	Depth B.G. m	Impedance kN /m/s	Tensn Slack mm	Compr. Slack mm
1	1.02	710.2	.0000	.0000
15	15.37	710.2	.0000	.0000
16	16.40	710.2	.0000	.0000
20	20.50	710.2	.0000	.0000

Pile Damping (%) 2.0, Time Incr (ms) .263, Wave Speed 3900.7

Kv ON NR 1, JONKOPING PP26 B600 900215

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	2315.	1986.	1656.	1326.	996.	666.	336.	7.	0.	
Rx	2375.	2053.	1731.	1417.	1330.	1268.	1212.	1166.	1132.	109
Ru	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	
Ra Ra2	275.	1512.								

CAPWAPC

Påle 26

Kv ON NR 1. JONKOPING PP26 B600 900215
Date 0 28-FEB-90

DYNAMIC D-TOE. E-P R-TOE

I	Top Load	Top Set	Bot. Load	Bot. Set
	kN	CM	kN	CM
4	106.2	.065	2.7	.015
5	285.4	.174	7.1	.041
6	635.6	.387	15.9	.090
7	1001.8	.658	28.5	.163
8	1194.3	.863	43.2	.246
9	1196.8	.954	43.8	.335
54	1115.2	2.786	41.8	2.205
55	1046.7	2.744	40.1	2.195
56	980.9	2.704	38.4	2.186
58	895.9	2.653	36.3	2.174
61	832.0	2.614	34.7	2.165
63	764.1	2.572	33.0	2.155
65	690.3	2.528	31.2	2.145
67	553.6	2.444	27.8	2.125
68	465.2	2.384	25.2	2.110
69	375.2	2.320	22.2	2.094
70	287.1	2.252	19.0	2.075
71	200.1	2.183	15.6	2.056
72	124.8	2.116	11.8	2.034
73	61.3	2.053	7.7	2.011